



Universidad Nacional Mayor de San Marcos
Universidad del Perú. Decana de América
Facultad de Ciencias Físicas
Escuela Profesional de Ingeniería Mecánica de Fluidos

**Estudio agronómico e hidráulico del sistema de riego
tecnificado Pumahuanca, distrito de Urubamba -
provincia de Urubamba - Cusco**

TESIS

Para optar el Título Profesional de Ingeniero Mecánico de Fluidos

AUTOR

Angel Enrique FERNANDEZ CASTRO

ASESOR

Douglas Donal SARANGO JULCA

Lima, Perú

2019



Reconocimiento - No Comercial - Compartir Igual - Sin restricciones adicionales

<https://creativecommons.org/licenses/by-nc-sa/4.0/>

Usted puede distribuir, remezclar, retocar, y crear a partir del documento original de modo no comercial, siempre y cuando se dé crédito al autor del documento y se licencien las nuevas creaciones bajo las mismas condiciones. No se permite aplicar términos legales o medidas tecnológicas que restrinjan legalmente a otros a hacer cualquier cosa que permita esta licencia.

Referencia bibliográfica

Fernandez, A. (2019). *Estudio agronómico e hidráulico del sistema de riego tecnificado Pumahuanca, distrito de Urubamba - provincia de Urubamba - Cusco*. Tesis para optar el título profesional de Ingeniero Mecánico de Fluidos. Escuela Profesional de Ingeniería Mecánica de Fluidos, Facultad de Ciencias Físicas, Universidad Nacional Mayor de San Marcos, Lima, Perú.

HOJA DE METADATOS COMPLEMENTARIOS

CODIGO ORCID DEL AUTOR: NO TIENE

CODIGO ORCID DEL ASESOR: 40-301-79-63-1507

DNI: 06278008

GRUPO DE INVESTIGACIÓN: NO TIENE

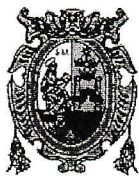
**INSTITUCIÓN QUE FINANCIA PARCIAL O TOTALMENTE LA
INVESTIGACIÓN: AUTOFINANCIADO**

**UBICACIÓN GEOGRÁFICA DONDE SE DESARROLLÓ LA
INVESTIGACIÓN. DEBE INCLUIR LOCALIDADES Y
COORDENADAS GEOGRÁFICAS**

NO TIENE

AÑO O RANGO DE AÑOS QUE LA INVESTIGACIÓN ABARCÓ:

FEBRERO 2018 – ENERO 2019



UNIVERSIDAD NACIONAL MAYOR DE SAN MARCOS

(Universidad del Perú, Decana de América)

FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICAS

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA MECÁNICA DE FLUIDOS

ACTA DE SUSTENTACIÓN DE TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO MECANICO DE FLUIDOS MODALIDAD (M-1)

Siendo las 18:00 horas del viernes 1º de marzo de 2019, en el Auditorio de la Escuela Profesional de Ingeniería Mecánica de Fluidos, bajo la presidencia del Ing. MIGUEL ERNESTO ARÁMBULO MANRIQUE y con la asistencia del asesor MSc. Ing. DOUGLAS DONAL SARANGO JULCA, y miembro Ing. WILLIAM WILFREDO CHAUCA NOLASCO de conformidad con la Resolución Rectoral N° 01934-R-02 que aprueba las diferentes modalidades de Titulación Profesional, se dio inicio a la Sesión Pública de Sustentación de Tesis para optar el Título Profesional de Ingeniero Mecánico de Fluidos, del Bachiller:

ANGEL ENRIQUE FERNANDEZ CASTRO

Dando lectura al Resumen del Expediente, el Presidente del Jurado, invita al Bachiller ANGEL ENRIQUE FERNANDEZ CASTRO a realizar la Exposición del Trabajo de Tesis titulada: "ESTUDIO AGRONÓMICO E HIDRÁULICO DEL SISTEMA DE RIEGO TECNIFICADO PUMAHUANCA, DISTRITO DE URUBAMBA - PROVINCIA DE URUBAMBA - CUSCO".

Concluida la exposición del candidato y luego de las preguntas de rigor por parte del Jurado, el Presidente del mismo, invitó al Bachiller a abandonar momentáneamente la Sala de Sesión para dar paso a la deliberación y calificación por parte del Jurado.

Al término de la deliberación del Jurado, se invitó al candidato a regresar a la Sala de Sesión, para dar lectura a la calificación obtenida por el Bachiller, la misma que es:

DIECISIETE.....

17.....

El Presidente del Jurado Ing. MIGUEL ERNESTO ARÁMBULO MANRIQUE, a nombre de la Nación y de la Universidad Nacional Mayor de San Marcos, declaró al Bachiller ANGEL ENRIQUE FERNANDEZ CASTRO, Ingeniero Mecánico de Fluidos.

Siendo las 19:30 horas del mismo día, se levanta la sesión.

Ing. MIGUEL ERNESTO ARÁMBULO MANRIQUE
PRESIDENTE

MSc. Ing. DOUGLAS DONAL SARANGO JULCA
ASESOR

Ing. WILLIAM WILFREDO CHAUCA NOLASCO
MIEMBRO

DEDICATORIA

Con amor respeto y admiración a mis padres: y , por brindarme su amor, cariño, estímulo y apoyo constante; gracias por guiar mi vida con principios y valores, cuyo resultado de su sacrificio y valentía se ve reflejado en esta realidad.

AGRADECIMIENTO

Agradezco a mi alma mater la Universidad Nacional Mayor de San Marcos y a mi querida Escuela Profesional de Ingeniería Mecánica de Fluidos por haberme acogido en la etapa de pregrado. También agradezco a mis profesores que me aconsejaron y brindaron sus conocimientos y experiencia profesional.

INDICE

CAPITULO I – INTRODUCCION	1
1.1 INTRODUCCIÓN	1
1.2 ANTECEDENTES	1
1.2.1 La experiencia positiva lograda por la ONG MASAL – Cusco	2
1.2.2 Sistema de riego por aspersión beneficia a productores del proyecto hortalizas orgánicas y maíz blanco gigante en la provincia de Urubamba, impulsado por la psi en coordinación con la dirección regional de agricultura cusco.	2
1.2.3 Plan Meriss continua con la elaboración del estudio a nivel de expediente técnico del proyecto de irrigación Urusayhua – Palma Real -Echarati – La Convención	3
1.3 OBJETIVOS	4
1.3.1 Objetivo General	4
1.3.2 Objetivos Específicos	4
1.4 HIPOTESIS	4
1.4.1 Variable Independiente	4
1.4.2 Variable Dependiente	4
CAPITULO II - MARCO TEORICO GENERAL	5
2.1 EL AGUA COMO RECURSO	5
2.1.1 Una irrigación eficiente	5
2.1.2 Nueva praxis para la preservación del recurso hídrico.	6
2.2 USO DEL AGUA EN LA AGRICULTURA	6
2.3 LOS SISTEMAS DE RIEGOS	7
2.3.1 Redes de riego	7
2.3.2 Métodos de riego	8
2.4 RIEGO POR ASPERSION	9
2.4.1 Descripción y partes de un sistema de riego por aspersión	10
2.4.2 Clasificación de los sistemas de riego por aspersión	15
2.4.3 Ventajas y desventajas del sistema de riego por aspersión	17
2.5 DETERMINACION DE LOS PARAMETROS DEL DISEÑO AGRONOMICO.	18
2.5.1 Capacidad de Campo (Cc).	19
2.5.2 Punto de Marchitamiento (Pmp).	19
2.5.3 Lamina de riego neta (Distribución logarítmica Pearson III). (Lr_n)	20
2.5.4 Lamina de riego bruta – Lr_b	20

2.5.5 Dosis de riego neta - Dr_n	20
2.5.6 Dosis de riego bruta – Dr_b	20
2.5.7 Dosis de riego por parcela - $Dr_{b(parc)}$	20
2.5.8 Evapotranspiración potencial real – ETP _r	20
2.5.9 Requerimiento de Riego Neto - RR	21
2.5.10 Requerimiento de Riego Bruto – RR _b	21
2.5.11 Consumo Diario - Cd	21
2.5.12 Frecuencia de Riego – Fr	21
2.5.13 Número de Riegos por Mes - $N^{\circ}r_{mes}$ (#)	21
2.5.14 Tiempo de Riego + cambio de posición – Tr ₁	21
2.5.15 Módulo de Riego - M.R (C.F.C) (l/s/ha)	21
2.5.16 Caudal de Diseño Total - Q _d (l/seg) (HIDROLOGICO)	21
2.5.17 Caudal Calculado del Aspensor a Seleccionar - Q _{aspensor} (l/seg)	22
2.5.18 Alcance del Aspensor - Alcance _{asp.} (m)	22
2.5.19 Presión de Funcionamiento del Aspensor – m.c.a	22
2.5.20 Espaciamiento entre Laterales - EL (m)	22
2.5.21 Espaciamiento entre Aspersores – EA (m)	22
2.5.22 Número de Posiciones por Hidrante – n (posic.)	22
2.5.23 Numero de aspersores por hidrante – m	22
2.5.24 Márgenes – p	22
2.5.25 Espaciamiento entre Hidrantes - Espaciamiento-Hidr. (m)	23
2.5.26 Área del marco de plantación – Am (m ²)	23
2.5.27 Número de Hidrantes Totales - N ^o Hidr. (#)	23
2.5.28 Oferta Hídrica para la jornada de riego - Q _o en l/s	23

2.5.29 Caudal solicitado por un equipo móvil - Q_{em} en l/s	23
2.5.30 Número de hidrantes en operación- N° Hidr. En op. (#)	23
2.5.31 Velocidad de Infiltración Ajustada - $VI_{b_{(red.x.S)}}$ (mm/h)	23
2.5.32 Pluviometría del Aspersor Calculada - $Pluv_{Asp}$ (mm/h)	23
2.5.33 Tiempo de Riego Ajustado - $Tr_{ajustado}$ (h)	23
2.5.34 Tiempo de Cambio de Posición por el Usuario- t_p cambios (min)	24
2.5.35 Tiempo total reajustado – T_{total_r} (h)	24
2.5.36 Posiciones Permitidas de Riego en un mes para un hidrante – PPm (#)	24
2.5.37 Posiciones Permitidas de Riego en un día para un hidrante - PPd (#)	24
2.5.38 Área regada por posición – A_{rp}	24
2.5.39 Área regada en un día - A_{rd}	24
2.5.40 Tiempo en días que solicita riego – Tsr (días)	24
2.5.41 Porcentaje de Espaciamiento entre Laterales – EL (%)	24
2.5.42 Porcentaje de Espaciamiento entre Aspersores. - EA (%)	24
2.5.43 Traslape real - $Trasl_{real}$ (m)	25
2.5.44 Posiciones Permitidas Ajustadas - $PP_{ajustado}$ (#)	25
2.5.45 Área regada por posición – A_{rpp} – (m^2)	25
2.5.46 Numero de aspersores en operación - Na_{op}	25
2.5.47 Número de hidrantes en operación – N° hidrantes _{op}	25
2.5.48 Numero de turnos – Turnos	25
2.5.49 Posiciones reales requeridas – PR	25
2.5.50 Caudal requerido en operación - Q_{r_op} (l/s)	25
2.5.51 Porcentaje de Pérdidas por Evaporación – e (%)	26
2.5.52 Porcentaje de humedad en X (%)	26

2.5.53 Porcentaje de humedad en Y (%)	26
2.5.54 Coeficiente de Uniformidad – CU (%)	26
2.5.55 Eficiencia Esperada – Ef_e (%)	26
2.6 DETERMINACIÓN DE LOS PARÁMETROS DEL DISEÑO HIDRÁULICO DEL SISTEMA DE RIEGO POR ASPERSIÓN	26
2.6.1 Calculo de la tubería lateral	26
2.6.2 Pérdida de carga teórica (h)	27
2.6.3 Determinando la pérdida de carga unitaria (J_{100}):	27
2.6.4 Coeficiente de reducción de Christiansen (F):	27
2.6.5 Pérdidas por rozamiento y singulares:	28
2.6.6 Diámetro de la tubería lateral (f):	28
2.6.7 Pérdida de carga total real (h):	30
2.6.8 Presión al inicio del lateral:	30
2.6.9 Presión al extremo del lateral:	30
2.7 Calculo de la tubería principal	30
2.7.1 Pérdida de carga en el tramo (Hl)	30
2.7.2 Pérdida de carga unitaria en el tramo (S)	30
2.7.3 Diámetro de la tubería principal en el tramo (D o ϕ):	30
2.7.4 Ajuste de la presión:	31
2.7.4.1 Pérdida de carga unitaria real (S_{real}):	31
2.7.4.2 Pérdida de carga real en el tramo (H_{lreal}):	31
2.7.4.3 Presión real (P_0 real) en el hidrante:	31
2.7.4.4 Velocidad del agua en la tubería principal (v):	31
2.7.4.5 Determinando el régimen de flujo en la tubería con el número de Reynolds (Re):	32

CAPITULO III – ZONA DE APLICACIÓN	33
3.1 LOCALIZACIÓN GEOGRÁFICA Y POLÍTICA DE LA ZONA DE ESTUDIO	33
3.2 INFORMACIÓN DE LOS DATOS TÉCNICOS PARA EL DISEÑO Y CÁLCULO AGRONÓMICO DE LA ZONA DE ESTUDIO.	35
3.2.1 Datos Topográficos de la zona de aplicación	35
3.2.1.1 Trabajos de Gabinete	36
3.2.2 Datos Hidrológicos de la zona de aplicación	37
3.2.2.1 Introducción	37
3.2.2.2 Descripción geomorfológica de la subcuenca del rio Pumahuanca	38
3.2.2.3 Regionalización de datos térmicos	39
3.2.2.4 Humedad relativa	39
3.2.2.5 Evaporación	40
3.2.2.6 Horas de Sol	41
3.2.2.7 Velocidad del viento	43
3.2.2.8 Evapotranspiración Potencial (ETP)	43
3.2.2.9 Análisis de la pluviometría	44
3.2.2.10 Demanda hídrica	47
3.2.3 Datos agronómicos de la zona de aplicación	50
3.2.3.1 Producción agrícola sin y con proyecto	50
3.2.3.2 Características físico químico e hidrodinámico de los suelos	51
3.2.3.3 Funciones matemáticas y coeficientes de determinación (r^2) de las pruebas de infiltración	52
3.2.3.4 Datos del cultivo en el sector de riego alto de Pumahuanca.	52
3.2.4 Datos Hidráulicos de la zona de aplicación	52

3.2.4.1 Esquema hidráulico Pumahuanca parte alta	52
3.2.4.2 Datos necesarios para el cálculo hidráulico	53
3.2.5 Datos del caudal de la obra de captación de la zona de aplicación	53
3.2.6 Demanda Hídrica y Capacidad del Reservorio (S) de la zona de aplicación	55
CAPITULO IV - CALCULO AGRONOMICO E HIDRAULICO	56
4.1.- CALCULO AGRONÓMICO	56
4.1.1 Pumahuanca Alto – Parte Alta.	56
4.1.2 Pumahuanca Alto – Parte Baja	69
4.2 Calculo hidráulico	82
4.2.1 Planeamiento hidráulico	82
4.2.2 Calculo de la tubería lateral-sector alto para el lado izquierdo	85
4.2.2.1 Pérdida de carga teórica (h)	85
4.2.2.2 Determinando la pérdida de carga unitaria (J_{100}):	85
4.2.2.3 Coeficiente de reducción de Christiansen (F):	86
4.2.2.4 Pérdidas por rozamiento y singulares:	87
4.2.2.5 Diámetro de la tubería lateral (f):	87
4.2.2.6 Pérdida de carga total real (h):	89
4.2.2.7 Presión al inicio del lateral:	89
4.2.2.8 Presión al extremo del lateral:	89
4.2.2.9 Calculo de los laterales para los demás componentes para el lado izquierdo del sector alto.	90
4.2.3 Calculo de la tubería principal parte alta lado izquierdo	90
4.2.4 Pérdida de carga en el tramo (Hl)	91
4.2.5 Pérdida de carga unitaria en el tramo (S)	91

4.2.6 Diámetro de la tubería principal en el tramo (D o ϕ):	91
4.2.7 Ajuste de la presión:	92
4.2.7.1 Pérdida de carga unitaria real (S_{real}):	92
4.2.7.2 Pérdida de carga real en el tramo AB (H_{lreal})	92
4.2.7.3 Presión real (P_0 real) en el hidrante:	92
4.2.7.4 Velocidad del agua en la tubería principal (v):	92
4.2.7.5 Determinando el régimen de flujo en la tubería con el número de Reynolds (Re):	93
4.3 Tubería principal en los tramos siguientes del lado izquierdo del sector alto	93
4.4 Cálculo de la tubería lateral del lado derecho sector bajo	103
4.4.1 Pérdida de carga teórica (h)	104
4.4.2 Determinando la pérdida de carga unitaria (J_{100}):	104
4.4.3 Coeficiente de reducción de Christiansen (F):	104
4.4.4 Pérdidas por rozamiento y singulares:	105
4.4.5 Diámetro de la tubería lateral (f):	105
4.4.6 Pérdida de carga total real (h):	107
4.4.7 Presión al inicio del lateral:	107
4.4.8 Presión al extremo del lateral:	107
4.4.9 Calculo de los laterales para los demás componentes	108
4.5 Calculo de la tubería principal en el lado derecho:	108
4.5.1 Pérdida de carga en el tramo (H_l)	109
4.5.2 Pérdida de carga unitaria en el tramo (S)	109
4.5.3 Diámetro de la tubería principal en el tramo (D o ϕ):	109
4.5.4 Ajuste de la presión:	110
4.5.4.1 Pérdida de carga unitaria real (S_{real}):	110

4.5.4.2 Pérdida de carga real en el tramo A1 (H_{lreal}):	110
4.5.4.3 Presión real (P_0 real) en el hidrante:	110
4.5.4.4 Velocidad del agua en la tubería principal (v):	110
4.5.4.5 Determinando el régimen de flujo en la tubería con el número de Reynolds (Re):	111
4.6 Determinación del diámetro de la tubería principal para los demás tramos del lado derecho	112
CAPITULO V- ANALISIS DE LOS RESULTADOS	130
5.1 En el diseño agronómico	130
5.1.1 Para el sector Pumahuanca parte alta lado izquierdo	130
5.1.2 Para el sector Pumahuanca parte baja lado derecho	132
5.2 En el diseño Hidráulico	134
5.2.1 Para el sector Pumahuanca parte alta lado izquierdo -Tubería lateral	134
5.2.2 Para el sector Pumahuanca parte alta lado izquierdo -Tubería principal	134
5.2.3 Para el sector Pumahuanca parte baja lado derecho -Tubería lateral	135
5.2.4 Para el sector Pumahuanca parte baja lado derecho -Tubería principal	136
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	138
CONCLUSIONES	138
RECOMENDACIONES	140
BIBLIOGRAFIA	141
ANEXOS	142
Anexo 01 – Programa escrito en Matlab para el cálculo de la tubería principal en la zona de estudio	142
Anexo 02 Relación de planos	143

LISTA DE FIGURAS

Figura N° 2.1 – Riego por aspersión en cobertura total de la superficie del terreno	9
Figura N° 2.2 – Captación de agua en un canal	9
Figura N° 2.3 – Bomba horizontal	11
Figura N° 2.4 – Bomba de eje vertical	11
Figura N° 2.5 -Bombas sumergidas	12
Figura N° 2.6 Aspersor de turbina	13
Figura N° 2.7 Aspersor de lengüeta oscilante acoplado sobre la tubería	14
Figura 2.8 Clasificación de riego por aspersión	15
Figura N° 2.9 Diagrama para la determinación de pérdidas de cargas en conducciones PEBD	29
Figura N° 3.1 – Departamento de Cusco	34
Figura N° 3.2 -Provincia de Urubamba	35
Figura N° 3.3 Esquema hidráulico de la zona de estudio	53
Figura N° 4.1 Planteamiento hidráulico	84
Figura N° 4.2 Diagrama para la determinación de pérdidas de cargas en conducciones PEBD	88
Figura N° 4.3 Tramo A-B	90
Figura N° 4.4 Tramo B – C	94
Figura N° 4.5 Tramo C – D	95
Figura N° 4.6 Tramo D – E	96
Figura N° 4.7 Tramos E-F y F-G	97
Figura N° 4.8 Tramos G-H y H – I	98
Figura N° 4.9 Tramos I – J y J – K	100
Figura N° 4.10 Tramos K-L, L – M y M – N	101

Figura N° 4.11 Diagrama para la determinación de pérdidas de cargas en conducciones PEBD	106
Figura N° 4.12 Tramos A – 1	108
Figura N° 4.13 Tramos 1 – 2, 2 – 3 y 3 -4	112
Figura N° 4.14 Tramos 4 – 5, 5 – 6 y 6 – 7	114
Figura N° 4.15 Tramos 7 – 8, 8 – 9, 9 -10, 10 – 11, 9 -12 y 12 – 13	116
Figura N° 4.16 Tramos 11-16, 16-17, 17-18, 12-14, 14-15,15-19, 19-20 y 20-21	120
Figura N° 4.17 Tramos 18-22, 22-23, 21-24, 24-25, 24-26 y 26-27	125
Figura N° 4.17 Tramo 27-28	129

LISTA DE GRAFICOS

Gráfico N° 3.1 Variación de la Temperatura en la cuenca	39
Gráfico N° 3.2 Variación de la Humedad Relativa	40
Gráfico N° 3.3 Regresión Evaporación – Altitud	41
Gráfico N° 3.4 Evaporación media mensual (mm)	41
Gráfico N° 3.5 Horas de Sol	42
Gráfico N° 3.6 Velocidad del viento (m/s)	43
Gráfico N° 3.7 Evapotranspiración Potencial (ETP), áreas de cultivo	44
Gráfico N° 3.8 Balance hídrico proyecto de riego Pumahuanca	49

LISTA DE TABLAS

Tabla N° 2.1 Coeficientes de Reducción de Christiansen	25
Tabla N° 3.1 – Poligonal N°1	36
Tabla N° 3.2 Poligonal N° 2	36
Tabla N° 3.3 Poligonal N°1 compensada	37
Tabla N° 3.4 Poligonal N° 2 compensada	37
Tabla N° 3.5 Parámetros geomorfológicos	38
Tabla N° 3.6 Estaciones pluviométricas utilizadas	44
Tabla N° 3.7 Registro de precipitación Kayra	45
Tabla N° 3.8 Registro de precipitación Urubamba	46
Tabla N° 3.9 Registro de precipitación Pisac	47
Tabla N° 3.10 Registro de precipitación Calca	48
Tabla N° 3.11 Balance hídrico proyecto de riego Pumahuanca	49
Tabla N° 3.12 Características físico químicas de los suelos	51
Tabla N° 3.13 Pruebas de infiltración	52
Tabla N° 3.14 Datos del cultivo Maíz	52
Tabla N° 3.15 Datos para el cálculo hidráulicos	53
Tabla N° 3.16 Datos de caudales medios mensuales	54
Tabla N° 3.17 Caudal requerido sector parte alta	55
Tabla N° 4.1 Coeficientes de Reducción de Christiansen	86
Tabla N° 5.0 Resultados del cálculo agronómico sector Pumahuanca (lado izquierdo) -Cultivo Maíz	130
Tabla N° 5.2 Resultados del cálculo hidráulico para la tubería lateral Sector Pumahuanca parte alta (Lado izquierdo)	134
Tabla N° 5.3 Resultados del cálculo hidráulico para la tubería principal Sector Pumahuanca parte alta (Lado izquierdo)	134

Tabla N° 5.4 Resultados del cálculo hidráulico para la tubería principal	
Sector Pumahuanca parte alta (Lado izquierdo)	135
Tabla N° 5.5 Resultados del cálculo hidráulico para la tubería lateral	
Sector Pumahuanca parte baja (Lado derecho)	135
Tabla N° 5.6 Resultados del cálculo hidráulico para la tubería principal	
Sector Pumahuanca parte baja (Lado derecho)	136
Tabla N° 5.7 Resultados del cálculo hidráulico para la tubería principal	
Sector Pumahuanca parte baja (Lado derecho)	136
Tabla N° 5.8 Resultados del cálculo hidráulico para la tubería principal	
Sector Pumahuanca parte baja (Lado derecho)	136

RESUMEN

La presente tesis denominado " **ESTUDIO AGRONOMICO E HIDRAULICO DEL SISTEMA DE RIEGO TECNIFICADO PUMAHUANCA, DISTRITO DE URUBAMBA – PROVINCIA DE URUBAMBA – CUSCO**", se realizó en una extensión de 12.0 has, el cual se centra en el sector Pumahuanca alto que consta de 8 módulos de riego, el cual se distribuyen en 3 turnos de riego siendo el caudal máximo de riego por turno de 10.8 l/s, siendo esta regulado por un reservorio de una capacidad de 500 m³.

Con la finalidad de cumplir con los objetivos de la tesis se usó una metodología propicia para establecer las características del suelo y la necesidad hídrica del cultivo, con lo cual nos sirvió de base para calcular el diseño agronómico e hidráulico del sistema de riego por aspersión.

La tesis consta de siete capítulos, el primer capítulo nos da una introducción general del sistema de riego por aspersión, así como los antecedentes para el uso de este sistema de riego, los objetivos que se plantea, así como la hipótesis de trabajo. El segundo capítulo presenta el marco referencial teórico que ayuda a comprender lo que es un sistema de riego tonificado y con sus respectivos temas, el agua como recurso, uso del agua en la agricultura, los sistemas de riego, riego por aspersión, determinación de los parámetros del diseño agronómico, determinación de los parámetros del diseño hidráulico.

El tercer capítulo comprende los datos geográficos donde se localiza la zona en estudio y los datos en general que se necesitan para realizar la implementación de un sistema de riego por aspersión. En el capítulo cuarto se realizará el cálculo agronómico e hidráulico.

Finalmente, en el capítulo cinco se hará un análisis de los resultados obtenidos tanto en el parte agronómico como hidráulico, se presentará las conclusiones y recomendaciones, así como la bibliografía consultada.

Palabras claves: Diseño agronómico, Diseño Hidráulico, Riego, Aspersión.

CAPITULO I

INTRODUCCION

1.1 INTRODUCCIÓN

Debido al cambio de estación, marcados, y uso ineficiente del recurso hídrico en la subcuenca de Pumahuanca, Distrito de Urubamba – Cusco, suele presentarse deficiencias, para abastecer a las zonas agrícolas, con presencia de cultivos diversos, en dicha área.

Es necesario y de suma importancia plantear, un estudio hidráulico, de tal manera, que se pueda aprovechar al máximo los recursos hídricos circundantes. El desarrollo de los pueblos está ligado estrechamente a la agricultura y ésta, al suelo y al agua, lo que obliga a potenciar la investigación y desarrollo de técnicas que permitan conservar los suelos, administrar, gestionar y utilizar en forma eficiente el agua, tanto desde la captación, conducción y distribución. En las comunidades alto andinas no solo la escasez del agua en la época de estiaje con la que se enfrentan los pobladores para poder desarrollar la agricultura, sino es la inadecuada e insuficiente infraestructura de riego, un mal manejo de los cultivos, inadecuados diseños y la pérdida por infiltraciones, lo que ocasiona que el agua se pierda antes que llegue a los cultivos; en consecuencia, la eficiencia de riego es baja.

El punto de partida será la identificación de la necesidad en esta zona agrícola, que como se mencionó líneas arriba, es el déficit y mal uso del recurso hídrico. Se han realizado estudios en la cual se han determinado parámetros de diseño, topográfico, hidrológico, geológico, agronómico e hidráulico que han determinado caudales de diseño para cada zona a irrigar, que no es el caudal final de llegada.

En consecuencia, esta tesis estará enfocada al diseño y calculo hidráulico en la zona de estudio de forma eficiente, Además el trabajo de tesis, sirva de referencia académica para que estudiantes de ingeniería mecánica de fluidos tengan como guía el de elaborar proyectos de este tipo y pueda cubrir la necesidad de abastecer, con el caudal necesario, los terrenos a irrigar. Para ello, la tesis contendrá estudios básicos de topografía, hidrología y agronomía e hidráulico, para un planteamiento correcto y de acuerdo a la realidad del área a regar.

1.2 ANTECEDENTES

El principal problema que afrontan los pobladores de Pumahuanca es la escasa disponibilidad de agua, debido a la infraestructura rústica y al uso de técnicas tradicionales para el riego parcelario; factores que ocasionan conflictos entre los usuarios.

El Proyecto Especial Plan Meriss Inka, en su afán de promover la gestión sostenible de los Recursos Hídricos posee una amplia data de estudios básicos con la finalidad de orientarlos a proyectos de riegos, principalmente, de los que destacan los proyectos: “Irrigación Upis”, “Proyecto de Riego Quisco”, entre otros.

Como antecedentes de aplicación de este sistema de riego podemos citar:

1.2.1 La experiencia positiva lograda por la ONG MASAL – Cusco

Durante los últimos ocho años, lograron que el reparto del agua sea equitativo y manejado eficientemente de tal manera que se incrementó la disponibilidad de forraje fresco para la época seca y de esta manera contribuir con la mejora de la calidad de vida de los campesinos, (experiencias logradas en las comunidades de los distritos de Kunturkanki, Checca y Pichigua - Cusco), lograron realizar trabajos del balance hídrico en función a las fuentes de agua y la cantidad de agua en épocas de estiaje en donde el caudal disponible de los cursos es de 23.14 lt/seg. Mientras que en el distrito de Checca se dispone de un promedio de 153.80 lt/seg. La finalidad de establecer un balance entre oferta y la demanda de agua en la zona, se determinó la demanda de agua para fines agrícolas, en donde la cedula de cultivos es exclusivo de pastos cultivados anuales y permanentes, con la incorporación de la tecnología de almacenamiento de agua y el riego presurizado incrementan la eficiencia y que posibilitan utilizar el agua de las fuentes que aportan caudales pequeños y que no son posible de utilizar por métodos de riego por gravedad.

Fuente: *“Tesis presentado por: Víctor Ramiro Casa Coila para optar el título de ingeniero agrícola Puno – Perú 2013”*.

1.2.2 Sistema de riego por aspersión beneficia a productores del proyecto hortalizas orgánicas y maíz blanco gigante en la provincia de Urubamba, impulsado por el psi en coordinación con la dirección regional de agricultura cusco.

El programa subsectorial de irrigaciones en coordinación con la dirección regional de agricultura Cusco, inauguraron ayer jueves 03 de diciembre 2015, 04 proyectos de sistema de riego por aspersión en las comunidades campesinas de Palccaraqui, Larespampa, Manzanachayoc, Nisperuschayoc, distrito y provincia de Urubamba.

Al respecto el director regional de agricultura cusco ing. Víctor Alejandro Baca Ramos, manifestó que el objetivo de este sistema de riego tecnificado es incrementar la producción y productividad del proyecto “fortalecimiento de las capacidades para el cultivo de hortalizas orgánicas y su comercialización y la producción del cultivo de maíz blanco de la provincia de Urubamba.

Las ventajas del sistema de riego coadyuban en la mejor distribución del agua, disminuye el efecto de las heladas, creando un microclima que favorece el desarrollo de los cultivos, es de fácil operación para los beneficiarios de los proyectos que viene ejecutando la dirección de agricultura cusco.

Fuente: *Gobierno Regional Cusco* - <http://www.dracusco.gob.pe/archivos/1034>

1.2.3 Plan Meriss continua con la elaboración del estudio a nivel de expediente técnico del proyecto de irrigación urusayhua – palma real -echarati – La Convención

El Gobierno Regional Cusco, mediante su unidad formuladora el Proyecto Especial Regional Plan MERISS, continua con la formulación del estudio a nivel de Expediente Técnico del proyecto de irrigación “Instalación de servicio de agua para riego tecnificado en los sectores de Urusayhua – Ichiquiato Bajo – Palma Real”.

El proyecto en mención se halla ubicado en el Centro Poblado de Palma Real, cuenca del río Urubamba del distrito de Echarati, a una altitud de 1,238 msnm. La infraestructura una vez concluida el expediente técnico será ejecutado en beneficio de 4,785 habitantes y ampliará la frontera agrícola en 4,600 hectáreas de los sectores de: Alto Koribeni, Ichiquiato Bajo, La Victoria, Alto Unión, Cinta Verde, Mayungari, Comunidad Nativa de Koribeni, Confianza, Palosantuyoc, Yomentoato, Talancato, Sanganato, Chacanares, Palma Real y Rosalinas. De la jurisdicción del distrito de Echarati, provincia de La Convención.

Este Mega Proyecto de irrigación Urusayhua contempla la construcción de 05 sistemas de captación, 126 km de canal principal de conducción entubado, la instalación de 140 matrices entubadas para poner al riego 4,600 hectáreas en la modalidad de riego por aspersión, la ejecución de 02 sifones invertidos de trasvase de 2 km de longitud, propuesta para la generación de 1,7 Mw de energía eléctrica, la dotación de 25 l/s de agua para consumo humano de la población de Palma Real y la dotación de 90 l/s para ser vertidas al río Rosalina para incrementar el caudal del Proyecto de Riego Rosalina-Quellomayo.

El mega proyecto de riego Urusayhua a nivel de factibilidad tiene un presupuesto de S/.267'543,184.00 soles. El presente estudio lo viene ejecutando el equipo técnico de la unidad de gestión ceja de selva del Plan MERISS, a la fecha cuenta con avance significativo, existe gran expectativa por los pobladores de estos 15 sectores de la localidad de Palma Real.

1.3 OBJETIVOS

1.3.1 Objetivo General

Presentar un estudio agronómico e hidráulico del sistema de riego tecnificado Pumahuanca, distrito de Urubamba – provincia de Urubamba – Cusco

1.3.2 Objetivos Específicos

- Diseñar y calcular el riego por aspersión con un caudal mínimo.
- Proponer un manejo eficiente del recurso hídrico para evitar pérdidas por percolación.
- Calcular la demanda hídrica del cultivo del maíz

1.4 HIPOTESIS

El uso óptimo del recurso hídrico existente en la zona de estudio a través de un sistema de riego tecnificado permitirá tener un buen rendimiento en la producción del cultivo del maíz en el poblado de Chicón, Distrito de Urubamba, Cusco.

1.4.1 Variable Independiente

- Escasez del recurso agua en la zona de estudio
- Uso ineficiente del agua en el sistema de riego tradicional

1.4.2 Variable Dependiente

- Eficiencia en la conducción del agua a través de un sistema de riego tecnificado.
- Alto rendimiento del cultivo y mejora en el ingreso económico a la comunidad de Chicón.

CAPITULO II

MARCO TEORICO GENERAL

2.1 EL AGUA COMO RECURSO

A causa de la creciente demanda de agua generada especialmente por el aumento de la población y las actividades humanas junto con los cambios climáticos, actualmente son muchas las regiones de nuestro país con serias dificultades para acceder y reservar este líquido vital para satisfacer las necesidades presentes aún más, las de futuras generaciones.

En el Perú, específicamente la distribución de los recursos hídricos es asimétrica. Menos del 2% del agua disponible debe cubrir las necesidades de más del 60% de la población nacional asentada en la vertiente del Pacífico (PNUD, 2009).

El cambio climático añade a su vez un nuevo elemento de incertidumbre por lo que a la disponibilidad de recursos hídricos se refiere. Dados los cambios previstos en las pautas de precipitaciones, se espera que, en el futuro, ciertas zonas no dispongan de mayores reservas hídricas que otras. Enfrentados a la creciente demanda y al cambio climático, muchos usuarios, sin excluir a la naturaleza, encontrarán dificultades para satisfacer sus necesidades hídricas. En caso de escasez, las empresas y hogares pueden recurrir a estrategias para reducir el consumo de agua, pero nuestros ecosistemas dependientes de este recurso hídrico corren el riesgo de sufrir un daño irreversible. Ello no afectará solo a la vida alrededor de una determinada masa hídrica, sino que afectará a todos tanto regional como mundial.

2.1.1 Una irrigación eficiente

La irrigación de los cultivos constituye un ámbito en el que las prácticas y las políticas pueden incidir sustancialmente en la mejora de la eficiencia, en una sociedad que en los procesos de cultivos imponen el uso de la irrigación, al cual se destina casi el 80% del agua utilizada en la agricultura.

Sin embargo, la irrigación no necesariamente tiene por qué tener un consumo hídrico tan elevado. Es necesaria la obtención de mejoras de la eficiencia hídrica, bien mediante una mejor red de transporte del agua, lo que se traduce en un porcentaje más elevado de agua extraída que llega al campo, bien mediante su aplicación eficiente en el campo, donde se obtiene una relación más favorable entre el agua realmente utilizada para un cultivo y la cantidad total de agua aplicada.

2.1.2 Nueva praxis para la preservación del recurso hídrico.

Teniendo en cuenta la Ley de Recursos Hídricos 29338 título preliminar artículo III de los principios: Principio de valoración del agua y de gestión integrada del agua. Principio de prioridad en el acceso al agua. Principio de participación de la población y cultura del agua. Principio de seguridad jurídica, Principio de respeto de los usos del agua por las comunidades campesinas y comunidades nativas. Principio de sostenibilidad.

Por la que la adopción de nuevas prácticas agrícolas puede, además, mejorar la calidad del agua disponible para otros usos de manera eficaz, también en términos de costes. Por ejemplo, utilizando fertilizantes y plaguicidas inorgánicos y orgánicos se pueden abordar muchos problemas de contaminación del agua provocados por la agricultura. Además, es posible mejorar mucho la calidad del agua, con poco o ningún impacto sobre la rentabilidad o la productividad.

2.2 USO DEL AGUA EN LA AGRICULTURA

El agua es un factor de producción esencial para la agricultura, tanto para los cultivos como para el ganado. El cambio climático tendrá un impacto significativo en la agricultura, en lo relativo a la cantidad y a la calidad del agua. Ello se pondrá de relevancia a través del aumento de la demanda mundial de alimentos, conforme aumente la población y la renta real. Durante siglos, los agricultores han controlado el ciclo del agua a escala local, ya sea a través del riego o del drenaje. Se puede influenciar el ciclo hidrológico con buenos resultados, como parte integral del sistema climático, a través del uso de prácticas agrícolas adaptadas.

Las soluciones que permitan una mayor producción, empleando para ello menos agua, son una prioridad clave de cara al futuro. El acceso a un suministro de agua adecuado resulta esencial, si deseamos que la agricultura europea siga proporcionando beneficios sociales, medioambientales y económicos. El agua es un factor de producción clave para la

agricultura. La producción de biomasa está íntimamente ligada a la necesidad de agua dulce y el ganado depende del agua para beber.

Las plantas captan agua en su biomasa y la devuelven a la atmósfera a través de la transpiración - un proceso que influencia positivamente las condiciones microclimáticas. Las plantas tienen la capacidad de convertir el agua «azul» en agua «verde», capturada en la biomasa. Los suelos recubiertos de vegetación presentan una mayor infiltración y mayores niveles de humedad en el suelo, reduciendo así la escorrentía. Los suelos abandonados, particularmente aquellos afectados por la desertificación, cuentan con una capacidad mucho menor para retener el agua. Dicha capacidad se pierde por completo una vez que el suelo queda sellado. La agricultura depende del clima y de las condiciones naturales.

Las condiciones climáticas cambiantes producen desequilibrios entre las precipitaciones y las necesidades de los cultivos durante la vegetación, lo cual entraña graves consecuencias para los rendimientos y para la calidad de los productos agrícolas. El aumento de la frecuencia y de la gravedad de las condiciones climáticas extremas aumentará la vulnerabilidad del sector agrícola en nuestro país y cualquier parte del mundo.

2.3 LOS SISTEMAS DE RIEGOS

Desde la antigüedad, el riego se ha utilizado para cubrir las necesidades de agua de los cultivos cuando no existe suficiente precipitación. Los métodos de riego en cultivos más conocidos son, por ejemplo, los que utilizan surcos en la tierra para canalizar el agua (huerta tradicional) y los que inundan el terreno (cultivo de arroz).

Con el tiempo, los métodos de riego han evolucionado hacia sistemas más complejos y eficientes. A continuación, te mostramos algunos que nos ayudan en periodos en los que los embalses están bajo mínimos, gracias a las nuevas tecnologías.

Los sistemas de riego ofrecen una serie de alternativas que posibilitan optimizar el uso del agua disponible. Aplicar cualquier sistema de riego constituye someterse a un estudio previo y así determinar si es el sistema más idóneo, tomando a consideración el tipo de vegetación, hasta la forma de distribuir el agua para obtener el mejor rendimiento.

Existen muchos y variados sistemas de riego que brindan facilidad y comodidad los cuales se encuentran en permanente revisión, ya que se trata de una tecnología se ha ido desarrollando en conjunto con lo que ha avanzado la sociedad. Las zonas verdes han

pasado de ser un lujo a una necesidad y el riego es la operación más importante para conservarlas.

2.3.1 Redes de riego

Una red de riego es una red distribución que se encarga de suministrar agua desde los puntos de producción y almacenamiento hasta los puntos de consumo, en condiciones adecuadas de caudal y presión.

Las redes de distribución están formadas básicamente por nudos y líneas. Los nudos pueden ser puntos de inyección de caudal (puntos de alimentación), puntos de consumo (hidrantes), o bien bifurcaciones. Por su parte las líneas son tramos de red que unen dos nudos.

Las redes de riego se componen de varios tramos de canalizaciones como son:

Red primaria. Esta va desde el contador hasta las puntas de consumo. Se compone de: bocas de riego, válvulas, electroválvulas y llaves de estaciones.

Redes secundarias. Entre las válvulas, electroválvulas y los mecanismos de distribución del agua: aspersores, difusores, goteros y exudantes.

“Elementos de control de la red de riego. Los elementos susceptibles de mejorar la automatización de las redes de riego y, por tanto, regular y controlar los caudales, los tiempos y otras características son muchos y variados. Los equipos que forman parte de las instalaciones de riego ofrecen grandes ventajas”.

2.3.2 Métodos de riego

La agricultura, en el Perú, así como la evolución de los sistemas de riego y las formas de organización social y cultural tienen una tradición milenaria. En la década de los años 1950 se empezaron a integrar en la agricultura proyectos hidráulicos, de los que se beneficiaron superficies agrícolas significativas y que iniciaron el trasvase de las aguas de la vertiente Atlántica a la vertiente Pacífico. A diferencia de las décadas de los 1950 y los 1960 en las que el sector privado tuvo a su cargo el mayor desarrollo del riego, a partir de 1969, año en el que se promulgó la Ley de Reforma Agraria, no se realizaron inversiones significativas en el riego por parte del sector privado. En general, ha quedado a cargo del Estado la formulación de proyectos, así como su ejecución y puesta en marcha.

En 2012, la superficie total equipada para el riego ascendió a 2 579 900 ha, de las cuales 2 362 144 ha (92 por ciento) es riego por superficie, 86 873 ha (3 por ciento) es riego por aspersión y 130 883 ha (5 por ciento) es riego localizado. La superficie efectivamente regada es de 1 808 302 ha (MINAGRI/INEI, 2013)

Fuente: http://www.fao.org/nr/water/aquastat/countries_regions/PER/indexesp.stm

Los métodos usados actualmente para el riego de los campos de cultivo son:

1. Por inundación
2. Por surcos
3. Por aspersión
4. Por goteo

1. Por inundación

Se emplea en cultivos como: arroz, pastos, huertos frutales, plantaciones forestales en los que el terreno es llano; permitiendo la entrada de una lámina de agua en el campo durante un período determinado, que dependerá del cultivo, la porosidad del suelo y su drenaje (desagüe). Como es el caso del departamento de Piura, en el cultivo del arroz.

2. Por surcos

Se emplea en cultivos plantados en líneas, como el algodón y las verduras. Los surcos paralelos o acanaladuras, se usan para distribuir el agua en aquellos campos que son demasiado irregulares para inundarlos.

3. Por aspersión

Requiere menos agua y permite un mejor control. Cada aspersor, situado a lo largo de una tubería, esparce agua pulverizada en un círculo continuo en forma de lluvia hasta que la humedad llega al nivel de las raíces del cultivo. El riego de eje central emplea largas hileras de aspersores que giran en torno a un campo circular. Este método se emplea sobre todo en cultivos como la alfalfa, hortalizas, granos, legumbres, etc., que, por medio del riego, permite varias recogidas anuales.

4. Por goteo

Suministra a intervalos frecuentes pequeñas cantidades de humedad en forma de gota a la raíz de cada planta por medio de delgados tubos de plástico. Este método, utilizado con

gran éxito en muchas zonas, garantiza una mínima pérdida de agua por evaporación o filtración.

2.4 RIEGO POR ASPERSION

El riego por aspersión es un método mediante el cual el agua se aplica sobre la totalidad de la superficie del suelo en forma de lluvia, utilizando para ello una red de riego que permite conducir el agua con la presión adecuada hasta los elementos encargados de aplicarla, los aspersores. (Figura 2.1).

Figura N° 2.1 – Riego por aspersión en cobertura total de la superficie del terreno



Fuente: *Riego por aspersión – Félix A Revilla Grande 27/10/2007- Escuela Universitaria de Ingeniería Técnica Agrícola INEA- España*

2.4.1 Descripción y partes de un sistema de riego por aspersión

Un sistema de riego por aspersión consta de los siguientes elementos:

1. Fuente o captación de agua.
2. Equipo de bombeo para dar presión al agua.
3. Red de tubería portátil y fija.
4. Aspersores.
5. Acoplamientos de tuberías.

El cual lo describiremos brevemente cada uno de ellos.

1.- Fuente o captación de agua: Puede consistir en pozo, lago, río, acequia o canal. Es fundamental conocer el caudal que es capaz de suministrar el pozo en forma continua, así como el descenso experimentado por el nivel del agua hasta que éste se estabiliza.

Figura N° 2.2 – Captación de agua en un canal



Fuente: <https://wikiwater.fr/e51-los-medios-de-riego-de-huertos>

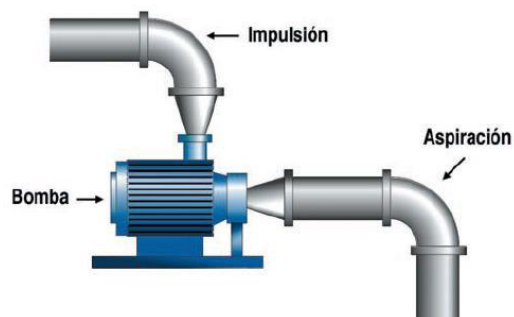
2.- Equipo de bombeo para dar presión al agua: En los sistemas de riegos por aspersión es imprescindible emplear el agua bajo presión, ya que se trata de difundirla en forma de gotas y a suficiente distancia, con objeto de imitar en lo posible la lluvia natural.

El grupo de bombeo puede ser de diverso tipo.

La división básica de las bombas es:

Horizontal. Bomba y motor en superficie, fuera del agua. (Figura 2.3)

Figura N° 2.3 – Bomba horizontal



Fuente: *Riego por aspersión – Félix A Revilla Grande 27/10/2007- Escuela Universitaria de Ingeniería Técnica Agrícola INEA- España*

Vertical. Bomba sumergida en agua, accionada mediante motor en superficie, ambos unidos por un eje. (Figura 2.4)

Figura N° 2.4 – Bomba de eje vertical



Figura 2.4 – Bomba de eje vertical

Fuente: *Riego por aspersión – Félix A Revilla Grande 27/10/2007- Escuela Universitaria de Ingeniería Técnica Agrícola INEA- España*

Sumergida. Bomba y motor susumergidos en el agua. (Figura 2.5)

Los grupos sumergidos funcionan con motor eléctrico de manera obligatoria, por lo que, si no tenemos energía eléctrica, habrá que colocar un generador diésel que la proporcione

Figura N° 2.5 -Bombas sumergidas



Figura 2.5 -Bombas sumergidas

Fuente: *Riego por aspersión – Félix A Revilla Grande 27/10/2007- Escuela Universitaria de Ingeniería Técnica Agrícola INEA- España*

3.- Red de tubería portátil y fija: Para distribuir el agua sobre la parcela es necesaria una red de tubos, que en el caso general consta de una tubería principal varios ramales secundarios portátiles. La tubería principal puede ser portátil o fija, siendo en este caso aconsejable mantenerla enterrada a una profundidad de 70 centímetros, con objeto de no estorbar las labores del terreno. El material con que se fabrica la tubería principal suele ser de PVC o fibrocemento, mientras que los ramales secundarios portátiles son de aluminio o fleje de acero, para que sean de poco peso y fácilmente transportables.

Según sea la fuente de agua: río, pozo o lago, y su situación respecto a la parcela a regar, puede incluso prescindirse de la tubería principal y hacerse directamente el riego por medio de los ramales secundarios. Para el trazado es preciso tener un plano o croquis del terreno con indicación de las cotas del mismo. Con este dato se tiende la tubería principal siguiendo las líneas de máxima pendiente. La determinación de los diámetros de la tubería principal se hará con el criterio de que la pérdida de presión en la misma no supere los 0.70 kilogramos por centímetro cuadrado.

La tubería secundaria se compondrá de uno o más ramales portátiles, que se acoplarán a las tomas que convenientemente espaciadas irán dispuestas en la tubería principal. Dichas tuberías, a su vez, llevan otras tomas en las que se fijan los aspersores, que distribuyen el agua finamente pulverizada y en forma de círculo. Los ramales secundarios se componen de elementos de tubería de unos seis metros de longitud y (de muy ligero peso, que se van transportando progresivamente de una toma a otra de la tubería principal, hasta que se riega toda la superficie del terreno. Los ramales secundarios se tenderán siguiendo las curvas de nivel del terreno o en descenso, con objeto de evitar bajas de presión en los aspersores.

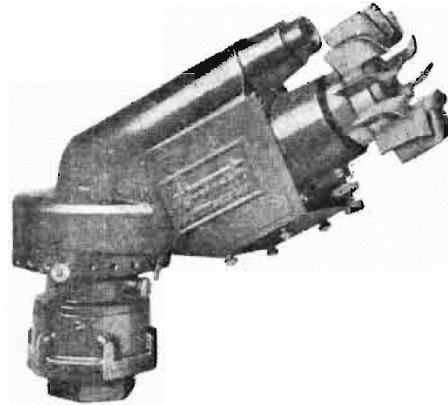
4.-Aspersores: El, aspersor es el elemento principal en los sistemas de riego de que tratamos, prescindiendo de los aspersores fijos de resultados poco satisfactorios, son los giratorios en círculo o en sector los más empleados. Consisten esencialmente en unos tubos rotativos que terminan en una boquilla, que lanza el chorro de agua a un alcance determinado y finamente pulverizado. La superficie regada es un círculo de radio variable según los modelos, y que oscila entre 5 y 80 metros y aún más.

Según la forma de verificarse el giro, los aspersores pueden ser de tres clases:

a. De rotación efectuada por medio de una pequeña turbina que gira por la acción del chorro principal de agua o de otro secundario. El movimiento rotativo de la turbina se

transmite a un sistema de engranajes en baño de aceite, que provoca el giro del aparato. (Figura 2.6)

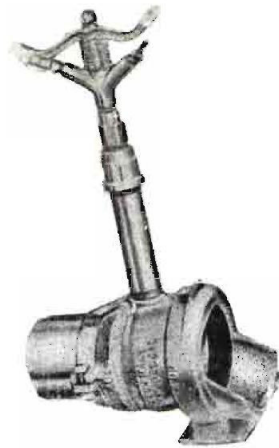
Figura N° 2.6 Aspensor de turbina



Fuente: *Riego por aspersión, Jaime Pulgar Arroyo, Ingeniero Agrónomo. Madrid. Julio 1955*

- b. De rotación causada por la reacción del chorro sobre el tubo del aspensor, que está curvado, en su extremo, para acentuar el efecto.
- c. De rotación causada por una lengüeta sujeta al eje del aspensor. Al chocar el chorro sobre la lengüeta obliga a desplazarse a ésta y a girar el aparato. Un muelle recuperador vuelve a colocar la lengüeta sobre el chorro, y así sucesivamente. Los regadores del primer grupo giran a gran velocidad y distribuyen el agua con gran perfección, pero son en general de funcionamiento a presión más alta que los del segundo y tercer grupo. Estos giran más lentamente, cubriendo mayor superficie con menor presión y desgastándose menos, aunque su alcance es menor. (Figura 2.7)

Figura N° 2.7 Aspensor de lengüeta oscilante acoplado sobre la tubería



Fuente: *Riego por aspersión*, Jaime Pulgar Arroyo, Ingeniero Agrónomo. Madrid. Julio 1955

Para que un aspersor sea de buen rendimiento, debe cumplir las condiciones siguientes:

Montaje y desmontaje rápidos y fáciles.

Ligero de peso y resistente al desgaste.

5.- Acoplamiento de tuberías: Existe gran variedad de ellos para unir los elementos de tubería secundaria. Las condiciones que un buen acoplamiento o junta debe reunir son las siguientes:

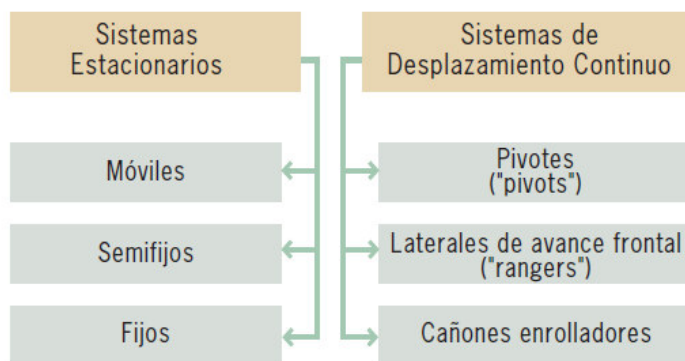
- Resistir el 200 por 100 de la presión prevista.
- Resistir el desgaste y las maniobras de acoplamiento.
- Deben tener una flexibilidad no inferior a los 12° o 18° para que los tubos puedan adaptarse al terreno.
- Retener bien el agua con pérdidas no mayores del 5 por 100 del flujo de líquido total.
- Robustos de construcción y de rápida colocación.
- No aumentar las pérdidas totales por rozamiento en más (le un 10 por 100).

2.4.2 Clasificación de los sistemas de riego por aspersión

Los sistemas de aspersión suelen clasificarse según el grado de movilidad de los diversos componentes que integran el sistema. De esta manera se facilita la comprensión de su funcionamiento y además se ofrece una mejor idea acerca de los costos necesarios e inversiones a realizar. De forma general los costes de inversión se incrementan y los requerimientos de mano de obra disminuyen a medida que aumenta el número de

elementos fijos del sistema. Los sistemas de aspersión se clasifican en dos grupos: sistemas estacionarios y sistemas de desplazamiento continuo. (Figura 2.8)

Figura N° 2.8 Clasificación de riego por aspersión



Fuente: *Manual de Riego para Agricultores, Módulo 3, Riego por aspersión, Instituto de investigación y formación agraria y pesquera, Sevilla, 2010*

a.- Sistemas estacionarios

Son aquellos que permanecen fijos mientras riegan. A su vez se pueden clasificar en móviles, semifijos y fijos.

Móviles: Son aquellos en los que todos los elementos de la instalación son móviles: tuberías primarias, secundarias y terciarias, si las hubiera, ramales de aspersión, portaaspersores y aspersores. También el equipo de bombeo puede ser móvil, normalmente accionado por un motor de combustión conectado a la toma de fuerza de un tractor, que se va desplazando.

Semifijos: Son aquellos que normalmente tienen fijos el equipo de bombeo y la red de tuberías principales, las cuales suelen ir enterradas. También en caso de existir tuberías secundarias y terciarias, irían enterradas. Pueden ser a su vez:

- **de tubería móvil**, cuando el ramal de aspersión se cambia de toma o boca de riego con los cambios de posturas de riego. Es frecuente que los ramales lleven directamente acoplados los aspersores o bien ir dotados de mangueras que desplazan a los aspersores una determinada distancia (30 a 45 metros) pudiéndose realizar varias posturas de riego sin necesidad de cambiar el ramal de aspersión.
- **de tubería fija**, cuando el ramal está enterrado en el suelo y al cambiar de postura se mueven los portaaspersores y aspersores.

Fijos: Son aquellos sistemas que mantienen inmóviles todos los elementos que componen la instalación. Son sistemas de cobertura total, en los que los aspersores mojan toda la superficie que compone una unidad de riego. Se pueden diferenciar:

- **sistemas fijos permanentes**, que son los que mantienen fijos todos sus elementos durante la vida útil de la instalación, por lo que todas las tuberías deben estar enterradas. Requieren mucho cuidado y vigilancia en las operaciones de preparación de suelo y durante la campaña de cultivo con objeto de no dañar las tuberías y los tubos portaaspersores. Son muy usuales en jardinería.
- **sistemas fijos temporales**, los cuales, se instalan al principio de la campaña de riego y se retiran al final de la misma, lo que implica que los ramales y sus tuberías de alimentación se encuentran sobre la superficie del terreno.

Es preciso tener precaución al instalar aspersores de bajo caudal cuando se emplean sistemas de cobertura total. Con frecuencia, la presión de trabajo de dichos aspersores pulveriza demasiado el agua y se originan uniformidades muy bajas.

b.- Sistemas de desplazamiento continuo

Son aquellos sistemas que se encuentran en movimiento mientras aplican el agua. Los más usuales son los pivotes, los laterales de avance frontal y los cañones enrolladores.

Pivotes o “pívor”: Son equipos de riegos autopropulsados que están constituidos fundamentalmente por una estructura metálica (ala de riego) que soporta la tubería con los emisores. La máquina gira alrededor de un extremo fijo (punto pivote), por donde recibe el agua y la corriente eléctrica y en donde se sitúan los elementos de control. El ala describe un

círculo o sector circular girando alrededor del extremo fijo, y sobre ella se sitúan los aspersores, mientras que en el extremo libre se suele instalar un aspersor de gran caudal para cubrir una distancia comprendida entre 15 o 20 metros.

2.4.3 Ventajas y desventajas del sistema de riego por aspersión

Debido a que el agua bajo un sistema de riego por aspersión es distribuida en forma de un chorro en movimiento, algunas ventajas desventajas le resultan inherentes.

Algunas de las ventajas son:

1.- Un control efectivo sobre la cantidad y tasa de aplicación del agua es provisto en la mayoría de los sistemas de aspersión al ser diseñados a una tasa de aplicación menor o igual

que la tasa de infiltración básica del suelo. Los sistemas de aspersión son así adaptables a:

- a) Suelos de textura variable.
- b) Cultivos que requieren de ligeras pero frecuentes aplicaciones.
- c) Suelos con bajas capacidades de retención de agua.

2.- La superficie del suelo no necesita ser uniformemente nivelada de tal manera que:

- a) La nivelación de la superficie del campo es eliminada o reducida.
- b) Terrenos con una topografía de superficie ondulada pueden ser utilizados.
- c) La tierra puede ser puesta rápidamente dentro de producción.
- d) Es adaptable a suelos poco profundos que no pueden ser nivelados.

3.- Los gastos pequeños pueden ser usados eficientemente.

4.- Acequias, canales, etc. pueden ser eliminados.

5.- Buenas eficiencias de riego son usualmente posibles.

6.- Una relativa eficiencia en la aplicación de sustancias químicas con el agua de riego es posible.

7.- Las operaciones de labranza son agilizadas.

8.- Los riesgos de erosión son minimizados.

9.- La mano de obra que se requiere es reducida.

10.- Puede ser poco especializada para operar estos sistemas.

De la misma manera un número de desventajas son inherentes en los sistemas de aspersión:

1.- La inversión inicial puede ser grande.

2.- El viento distorsiona el patrón de esparcimiento del agua arrojada por el aspersor y puede resultar en grandes pérdidas por evaporación.

3.- Los insecticidas pueden ser lavados del follaje de las plantas.

- 4.- Un daño en la floración puede ocurrir (y por lo tanto puede reducir la cantidad de fruto), también como enfermedades o reducción en la calidad del fruto.
- 5.- El sistema requiere para su mejor utilización condiciones de continuo suministro de agua.
- 6.- Se presentan problemas de tracción en algunos sistemas móviles debido a suelos arcillosos.
- 7.- El agua de alta salinidad puede causar problemas en las plantas.
- 8.- Los problemas de aspersión son generalmente sistemas que requieren de un uso intensivo de energía.

2.5 DETERMINACION DE LOS PARAMETROS DEL DISEÑO AGRONOMICO.

El objetivo del riego es suministrar a los cultivos, de forma eficiente y sin alterar la fertilidad del suelo, el agua adicional a la precipitación que necesitan para su crecimiento optimo y cubrir las necesidades de lavado de sales de forma que evite su acumulación en el perfil del suelo, asegurando la sostenibilidad del regadío.

El diseño agronómico es una parte fundamental del proyecto de riego, presentando ciertas dificultades, tanto de tipo conceptual como de cuantificación de ciertos parámetros, por el gran número de condicionantes que ha de tener en cuenta (suelo, clima, cultivo, parcelación, etc.).

Podemos decir que se desarrolla en tres fases:

- a) Calculo de las necesidades de agua de los cultivos.
- b) Determinación de los parámetros de riego: dosis, frecuencia o intervalo entre riegos, duración del riego, numero de emisores por postura, caudal necesario, etc.
- c) Disposición de los emisores en el campo.

Consideraciones adicionales para el diseño agronómico

- La irregularidad geométrica de las parcelas
- La dotación definitiva del sistema (Q)
- La precipitación media del sistema (Pms)
- La duración del riego por postura (Tt)

Mostraremos algunas relaciones matemáticas para calcular los parámetros correspondientes al diseño agronómico de un riego por aspersión.

2.5.1 Capacidad de Campo (Cc).

La capacidad de campo de un suelo representa el contenido de humedad que alcanza cuando, una vez completamente humedecido, se deja drenar libremente durante uno o varios días.

Puesto que la gran mayoría de los suelos no drenan hasta que tienen retenida una determinada cantidad de agua y luego la mantienen indefinidamente, la definición de capacidad de campo esta idealizada y el concepto es más cierto en suelos de textura gruesa.

$$\theta_{cc} = (0.48 \times \%Arcilla + 0.162 \times \%Limo + 0.03 \times \%Arena + 2.62) d_a \quad [\text{Ec. 2.1}]$$

Donde:

θ_{cc} = Capacidad de campo en porcentaje %

d_a = densidad aparente

2.5.2 Punto de Marchitamiento (Pmp).

Se llama punto de marchitamiento permanente de un suelo, al contenido de humedad bajo el cual se marchita una planta en crecimiento. Al igual que la capacidad de campo, no es una constante del suelo ni solo depende de él. No hay un valor único del contenido de agua para el que las plantas dejan de extraerla. Por ejemplo, una planta sometida a una baja demanda evaporativa puede extraer más agua de un suelo que si la demanda es mayor porque dispone de más tiempo para absorber el agua. Por el contrario, si las exigencias atmosféricas son más elevadas puede marchitarse temporalmente con un contenido en agua superior al del punto de marchitez.

Su valor puede estimarse, a partir de la expresión.

$$\theta_{pmp} = (0.302 \times \%Arcilla + 0.102 \times \%Limo + 0.147 \times \%Arena) d_a \quad [\text{Ec. 2.2}]$$

Donde:

θ_{pmp} = Punto de marchitez en porcentaje %

d_a = densidad aparente

2.5.3 Lamina de riego neta (Distribución logarítmica Pearson III). (Lr_n)

$$Lr_n = (n \times Zre \times da) \times \frac{(CC - PMP)}{100} \times 1000 \quad [\text{Ec. 2.3}]$$

Donde;

NAP o n = Nivel de aprovechamiento permisible

Zre = Profundidad radicular efectiva

Da = Densidad aparente

CC = Capacidad de campo

PMP = Punto de marchitez permanente.

2.5.4 Lamina de riego bruta – Lr_b

$$Lr_b = \frac{Lr_n}{C.E} \times 100 \quad [\text{Ec. 2.4}]$$

2.5.5 Dosis de riego neta - Dr_n

$$Dr_n = Lr_n \times 10 \quad [\text{Ec. 2.5}]$$

2.5.6 Dosis de riego bruta – Dr_b

$$Dr_b = Lr_b \times 10 \quad [\text{Ec. 2.6}]$$

2.5.7 Dosis de riego por parcela - $Dr_{b(\text{parc})}$

$$Dr_{b(\text{parc})} = Dr_b \times A \quad [\text{Ec. 2.7}]$$

2.5.8 Evapotranspiración potencial real – $ETPr$

$$ETPr = Kc \times ETP \quad [\text{Ec. 2.8}]$$

Kc = Coeficiente de cultivo

ETP = Evapotranspiración potencial

2.5.9 Requerimiento de Riego Neto - RR

$$RR = ETPr \times 10 \quad [\text{Ec. 2.9}]$$

2.5.10 Requerimiento de Riego Bruto – RRb

$$RRb = \frac{RR}{Ef_{teorica} (\%)} \quad [Ec. 2.10]$$

2.5.11 Consumo Diario - Cd

$$Cd = \frac{\frac{RR}{N^{\circ}d}}{10} \quad [Ec. 2.11]$$

2.5.12 Frecuencia de Riego – Fr

$$Fr = \frac{Lr_n}{Cd} \quad [Ec. 2.12]$$

2.5.13 Número de Riegos por Mes - N°r_{mes} (#)

$$N^{\circ}r_{mes} (\#) = \frac{N^{\circ}d}{Fr} \quad [Ec. 2.13]$$

2.5.14 Tiempo de Riego + cambio de posición – Tr1

$$Tr1 = Tr + \frac{T_{solicitado}}{60} \quad [Ec. 2.14]$$

Tr = Tiempo de riego en horas

T_{solicitado} = tiempo de cambio de posición o en minutos

2.5.15 Módulo de Riego - M.R (C.F.C) (l/s/ha)

$$M.R. = \frac{(RRb \times 1000)}{(N^{\circ}d \times Jr \times 3600)} \quad [Ec. 2.15]$$

RRb = requerimiento de riego bruto

Jr = Jornada de riego

2.5.16 Caudal de Diseño Total - Qd (l/seg) (HIDROLOGICO)

$$Qd = M.R. \times A \quad [Ec. 2.16]$$

2.5.17 Caudal Calculado del Aspersor a Seleccionar - Qaspersor (l/seg)

$$Q_{aspersor} = \frac{Qd}{m} \quad [\text{Ec. 2.17}]$$

Donde:

m = Numero de aspersores por hidrante.

2.5.18 Alcance del Aspersor - Alcance_{asp.} (m)

$$\text{Alcance}_{asp.} = \frac{\emptyset H^{\circ}}{2} \quad [\text{Ec. 2.18}]$$

$\emptyset H^{\circ}$ = Diámetro del aspersor

2.5.19 Presión de Funcionamiento del Aspersor – m.c.a

$$P_{func.} = (P(\text{bar}) \times (10.33)) \quad [\text{Ec. 2.19}]$$

2.5.20 Espaciamento entre Laterales - EL (m)

$$EL = \phi H^{\circ} \times EA \quad [\text{Ec. 2.20}]$$

Donde:

$\emptyset H^{\circ}$ = Diámetro húmedo del aspersor.

EA = Porcentaje de espaciamento entre aspersores 50 %

2.5.21 Espaciamento entre Aspersores – EA (m)

El espaciamento entre aspersores será igual a la longitud de espaciamento entre laterales.

$$EA = EL \quad [\text{Ec. 2.21}]$$

2.5.22 Número de Posiciones por Hidrante – n (posic.)

$$n = \# \text{ posic.}$$

2.5.23 Numero de aspersores por hidrante – m

$$m = \# \text{ aspersores por hidrante}$$

2.5.24 Márgenes – p

$$p = 1.0 \text{ m}$$

2.5.25 Espaciamento entre Hidrantes - Espaciamento-Hidr. (m)

$$\text{Espaciamiento} - \text{Hidr.} = EL \times n \quad [\text{Ec. 2.22}]$$

2.5.26 Área del marco de plantación – Am (m²)

$$Am = EL \times EA \times n \times m \times p \quad [\text{Ec. 2.23}]$$

2.5.27 Número de Hidrantes Totales - N° Hidr. (#)

$$N^{\circ} \text{ Hidr. (\#)} = \frac{A}{Am} \quad [\text{Ec. 2.24}]$$

2.5.28 Oferta Hídrica para la jornada de riego - Qo en l/s

$$Q_o = \left(\frac{A_{(neta)} \times M.R.}{Jr} \right) \times 24 \quad [\text{Ec. 2.25}]$$

2.5.29 Caudal solicitado por un equipo móvil - Qem en l/s

$$Qem = m \times Q_{Asp.} \text{ (l/s)} \quad [\text{Ec. 2.26}]$$

2.5.30 Número de hidrantes en operación- N° Hidr. En op. (#)

$$N^{\circ} \text{ Hidr. En op. (\#)} = \frac{Q_o}{Qem} \quad [\text{Ec. 2.27}]$$

2.5.31 Velocidad de Infiltración Ajustada - VIb_(red.x S) (mm/h)

$$VIb_{(red.x S)} = VIb - Red_{pluv.x S} \times VIb \quad [\text{Ec. 2.28}]$$

2.5.32 Pluviometría del Aspersor Calculada - Pluv_{Asp} (mm/h)

$$Pluv_{Asp} = \frac{Q_{Asp} \left(\frac{l}{h} \right)}{(EL \times EA)} \quad [\text{Ec. 2.29}]$$

Condición de pluviometría, se debe cumplir la siguiente relación: $Pluv_{asp} \leq VI_{b(red.)}$.

2.5.33 Tiempo de Riego Ajustado - Tr_{ajustado} (h)

$$Tr_{ajustado} = \frac{Lr_b}{Pluv_{Asp}} \quad [\text{Ec. 2.30}]$$

2.5.34 Tiempo de Cambio de Posición por el Usuario- t_p cambios (min)

$$t_{p'} = T_{solicitado} = 30 \text{ min}$$

2.5.35 Tiempo total reajustado – T_{total_r} (h)

$$T_{total_r} = Tr_{ajustado} + \frac{t_{p'}}{60} \quad [\text{Ec. 2.31}]$$

2.5.36 Posiciones Permitidas de Riego en un mes para un hidrante – PPm (#)

$$PP_m = \left(\frac{Fr \times Jr}{T_{total_r}} \right) \quad [\text{Ec. 2.32}]$$

2.5.37 Posiciones Permitidas de Riego en un día para un hidrante - PPd (#)

$$PP_d = \frac{Jr}{T_{total_r}} \quad [\text{Ec. 2.33}]$$

2.5.38 Área regada por posición – A_{rp}

$$A_{rp} = \frac{\left(\frac{N^{\circ}_{\text{Hidr. En op. (\#)}} \times Am}{m \times p} \right)}{10000} \quad [\text{Ec. 2.34}]$$

2.5.39 Área regada en un día - A_{rd}

$$A_{rd} = PP_d \times A_{rp} \quad [\text{Ec. 2.35}]$$

2.5.40 Tiempo en días que solicita riego – Tsr (días)

$$Tsr = \frac{A}{A_{rd}} \quad [\text{Ec. 2.36}]$$

2.5.41 Porcentaje de Espaciamento entre Laterales – EL (%)

$$EL = 50\%$$

$$\text{Determinando } EL_1 \text{ con la relación: } EL_1 = \frac{EL}{\phi H^{\circ}} \quad [\text{Ec. 2.37}]$$

2.5.42 Porcentaje de Espaciamento entre Aspersores. - EA (%)

$$EA = 50\%$$

Determinando EA_1 con la relación: $EA_1 = \frac{EA}{\phi H^\circ}$ [Ec. 2.38]

2.5.43 Traslape real - $Trasl_{real}$ (m)

La longitud del traslape real será igual al alcance del aspersor.

$$Trasl_{real} = Alcance_{asp.} \quad [Ec. 2.39]$$

Reajustes:

2.5.44 Posiciones Permitidas Ajustadas - $PP_{ajustado}$ (#)

$$PP_{ajustado} = \frac{(Fr \times Jr)}{\left(Tr_{ajustado} + \frac{t_{p'}}{60} \right)} \quad [Ec. 2.40]$$

2.5.45 Área regada por posición - A_{rpp} - (m^2)

$$A_{rpp} = \left(\frac{A}{PP_{ajustado}} \right) \times 10000 \quad [Ec. 2.41]$$

2.5.46 Numero de aspersores en operación - Na_{op}

$$Na_{op} = \frac{A_{rpp}}{(EL \times EA)} \quad [Ec. 2.42]$$

2.5.47 Número de hidrantes en operación - N° hidrantes_{op}

$$N^\circ \text{ hidrantes}_{op} = \frac{Na_{op}}{m} \quad [Ec. 2.43]$$

2.5.48 Numero de turnos – Turnos

$$Turnos = \frac{N^\circ \text{ Hidr. (\#)}}{N^\circ \text{ hidrantes}_{op}} \quad [Ec. 2.44]$$

2.5.49 Posiciones reales requeridas - PR

$$PR = n \times m \times p \quad [Ec. 2.45]$$

2.5.50 Caudal requerido en operación - Q_{r_op} (l/s)

$$Q_{r_op} = Na_{op} \times Q_{Asp.} \text{ (l/s)} \quad [Ec. 2.46]$$

2.5.51 Porcentaje de Pérdidas por Evaporación – e (%)

Se va a considerar un porcentaje de pérdidas de $e = 5 \%$

2.5.52 Porcentaje de humedad en X (%)

$$X (\%) = \left(\frac{EL}{\phi H^{\circ}} \right) \times 100 \quad [\text{Ec. 2.47}]$$

2.5.53 Porcentaje de humedad en Y (%)

$$Y (\%) = \left(\frac{EA}{\phi H^{\circ}} \right) \times 100 \quad [\text{Ec. 2.48}]$$

2.5.54 Coeficiente de Uniformidad – CU (%)

$$CU = 96.0 \%$$

2.5.55 Eficiencia Esperada – Ef_e (%)

$$Ef_e = \left(1 - (1 - e) \times \left(\frac{0.5 \times CU}{2} \right) \right) \times 100 \quad [\text{Ec. 2.49}]$$

2.6 DETERMINACIÓN DE LOS PARÁMETROS DEL DISEÑO HIDRÁULICO DEL SISTEMA DE RIEGO POR ASPERSIÓN

2.6.1 Calculo de la tubería lateral

Datos necesarios:

q_a = caudal del aspersor

H_g = es desnivel del lateral

P_a = es la presión de funcionamiento del aspersor

H_a = Altura del elevador (Incluidos altura del elevador y pérdidas por fricción)

LL = longitud del lateral

$N^{\circ} L$ = Numero de laterales.

Ecuación de funcionamiento:

$$P_0 + H_g = H_a + P_a + h \quad [\text{Ec. 2.50}]$$

Cuando $h > H_g$, la condición de diseño será:

$$(P_0 - H_a) - P_n = (h - H_g) \leq 20\% P_a \quad [\text{Ec. 2.51}]$$

2.6.2 Pérdida de carga teórica (h)

$$h \leq 0.2 P_a + H_g \quad [\text{Ec. 2.52}]$$

Donde:

P_0 es la presión en el origen del lateral

P_n es la presión en el extremo del lateral

h es la pérdida de carga

2.6.3 Determinando la pérdida de carga unitaria (J_{100}):

$$J_{100} = \frac{hr}{LL} \quad [\text{Ec. 2.53}]$$

Donde:

J_{100} = Pérdida de carga unitaria (m/m)

hr = Pérdida de carga total por rozamiento continuo en el lateral (m)

LL = Longitud del lateral (m)

2.6.4 Coeficiente de reducción de Christiansen (F):

$\beta = 1.75$ (PE-Polietileno)

$N^\circ A = N^\circ$ de aspersores

L_o = Factor de distancia del origen de la tubería

β = Constante en función al material de la tubería

Con estos datos se ingresa a la Tabla N° 2.1, de Coeficientes de Reducción de Christiansen y se obtiene el valor correspondiente:

Tabla N° 2.1 Coeficientes de Reducción de Christiansen

n	l ₀ = 1					n	l ₀ = 1/2				
	β=1,75	β=1,80	β=1,85	β=1,90	β=2,00		β=1,75	β=1,80	β=1,85	β=1,90	β=2,00
1	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
2	0,650	0,644	0,639	0,634	0,625	2	0,532	0,525	0,518	0,512	0,500
3	0,546	0,540	0,535	0,528	0,518	3	0,455	0,448	0,441	0,434	0,422
4	0,497	0,491	0,486	0,480	0,469	4	0,426	0,419	0,412	0,405	0,393
5	0,469	0,463	0,457	0,451	0,440	5	0,410	0,403	0,397	0,390	0,378
6	0,451	0,445	0,435	0,433	0,421	6	0,401	0,394	0,387	0,381	0,369
7	0,438	0,432	0,425	0,419	0,408	7	0,395	0,388	0,381	0,375	0,363
8	0,428	0,422	0,415	0,410	0,398	8	0,390	0,383	0,377	0,370	0,358
9	0,421	0,414	0,409	0,402	0,391	9	0,387	0,380	0,374	0,367	0,355
10	0,415	0,409	0,402	0,396	0,385	10	0,384	0,378	0,371	0,365	0,353
11	0,410	0,404	0,397	0,392	0,380	11	0,382	0,375	0,369	0,363	0,351
12	0,406	0,400	0,394	0,388	0,376	12	0,380	0,374	0,367	0,361	0,349
13	0,403	0,396	0,391	0,384	0,373	13	0,379	0,372	0,366	0,360	0,348
14	0,400	0,394	0,387	0,381	0,370	14	0,378	0,371	0,365	0,358	0,347
15	0,397	0,391	0,384	0,379	0,367	15	0,377	0,370	0,364	0,357	0,346
16	0,395	0,389	0,382	0,377	0,365	16	0,376	0,369	0,363	0,357	0,345
17	0,393	0,387	0,380	0,375	0,363	17	0,375	0,368	0,362	0,356	0,344
18	0,392	0,385	0,379	0,373	0,361	18	0,374	0,368	0,361	0,355	0,343
19	0,390	0,384	0,377	0,372	0,360	19	0,374	0,367	0,361	0,355	0,343
20	0,389	0,382	0,376	0,370	0,359	20	0,373	0,367	0,360	0,354	0,342
22	0,387	0,380	0,374	0,368	0,357	22	0,372	0,366	0,359	0,353	0,341
24	0,385	0,378	0,372	0,365	0,355	24	0,372	0,365	0,359	0,352	0,341
26	0,383	0,376	0,370	0,364	0,353	26	0,371	0,364	0,358	0,351	0,340
28	0,382	0,375	0,369	0,363	0,351	28	0,370	0,364	0,357	0,351	0,340
30	0,380	0,374	0,368	0,362	0,350	30	0,370	0,363	0,357	0,350	0,339
35	0,378	0,371	0,365	0,359	0,347	35	0,369	0,362	0,356	0,350	0,338
40	0,376	0,370	0,364	0,357	0,345	40	0,368	0,362	0,355	0,349	0,349
50	0,374	0,367	0,361	0,355	0,343	50	0,367	0,361	0,354	0,348	0,337
60	0,372	0,366	0,359	0,353	0,342	100	0,365	0,359	0,353	0,347	0,335
80	0,370	0,363	0,357	0,351	0,340	200	0,365	0,358	0,352	0,346	0,334
100	0,369	0,362	0,356	0,350	0,338	-	-	-	-	-	-
150	0,367	0,360	0,354	0,348	0,337	-	-	-	-	-	-
300	0,365	0,359	0,353	0,346	0,335	-	-	-	-	-	-
>300	0,364	0,357	0,351	0,345	0,333	-	-	-	-	-	-

n = Número de salidas

β=1,75 Blasius, Cruciani-Margaritora

β=1,786 Scimemi

β=1,80 Iso, Veronese-Daite

β=1,85 Hazen-Williams

β=1,90 Scobey

β=2,00 Manning, Darcy-Weisbach

En la práctica se toma los siguientes valores de β :

β=1,75 para tuberías de PE

β=1,80 para tubería de PVC

β=1,85-1,90 para tubería de aluminio

Fuente: <http://ocwus.us.es/ingenieria-agroforestal/hidraulicahtm>

2.6.5 Pérdidas por rozamiento y singulares:

$$h' = h' r + h' s = 1.20 \text{ hr} (PE) \quad [\text{Ec. 2.54}]$$

$$hr = \frac{h'}{1.20} \quad [\text{Ec. 2.55}]$$

$$h' = \frac{h}{F} \quad [\text{Ec. 2.56}]$$

2.6.6 Diámetro de la tubería lateral (□):

Datos necesarios:

$$J_{100} \text{ y } Q_{0,lateral} \left(m^3 / h \right)$$

Donde

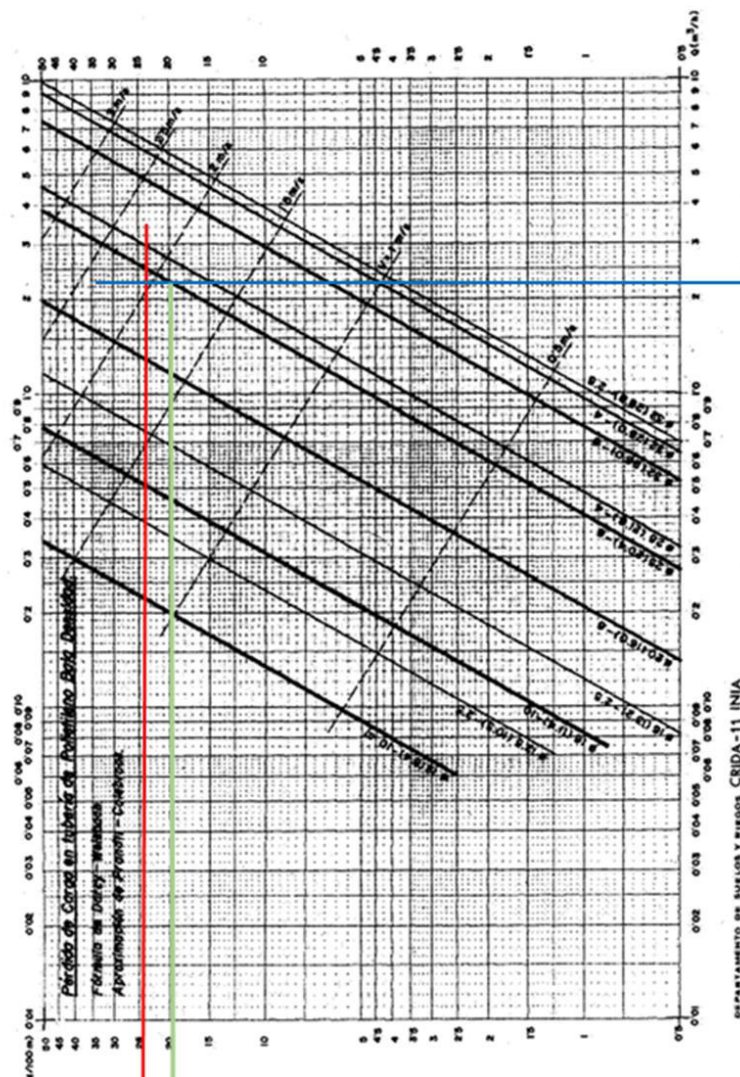
$Q_{0, \text{lateral}}$ = Caudal en la tubería lateral

$N^{\circ} A$ = número de aspersores en el lateral = 3

q_a = caudal del aspersor = 850 l/h

Con estos datos se ingresa al Abaco de Pérdidas de Carga para Tuberías de Polietileno (PE) y se obtiene el diámetro de tubería correspondiente. En caso de no coincidir exactamente sobre una de las rectas correspondientes a un diámetro de tubería se deberá elegir la correspondiente al diámetro inmediato superior.

**Figura N° 2.9 Diagrama para la determinación de pérdidas de cargas
en conducciones PEBD**



Fuente: Fuente: <http://ocwus.us.es/ingenieria-agroforestal/hidraulicahtm>

2.6.7 Pérdida de carga total real (h):

$$h = \frac{J_{100}}{100} \times F \times LL \times 1.20 \quad [\text{Ec. 2.57}]$$

2.6.8 Presión al inicio del lateral:

$$P_0 = Pa + 3/4 h - Hg/2 + Ha \quad [\text{Ec. 2.58}]$$

2.6.9 Presión al extremo del lateral:

$$P_n = P_0 - h + Hg - Ha \quad [\text{Ec. 2.59}]$$

Se comprueba si las presiones al inicio y al final en el lateral son las adecuadas establecemos el siguiente criterio de validez. $P_0 - Ha - P_n \leq 0.20 \times Pa$, si no cumple esta condición la diferencia de presiones extremos no cumple la condición.

2.7 Calculo de la tubería principal

De acuerdo a la figura vamos calcular el diámetro de la tubería principal ´por tramos.

Datos necesarios:

Desnivel en el tramo en metros.

Presión requerida en el hidrante $P_{0 \text{ } 1^{\circ} \text{ Hidrante}}$

Caudal en la tubería principal $Q \text{ m}^3/\text{h}$

Longitud de la tubería principal en el tramo en metros.

2.7.1 Pérdida de carga en el tramo (Hl)

$$Hl_{AB} = Desnivel_{AB} - P_{01^{\circ}Hidr.} \quad [\text{Ec. 2.60}]$$

2.7.2 Pérdida de carga unitaria en el tramo (S)

$$S_{AB} = \frac{Hl_{AB}}{LT_{PAB}} \quad [\text{Ec. 2.61}]$$

2.7.3 Diámetro de la tubería principal en el tramo (D o ϕ):

La fórmula de HAZEN-WILLIAMS:

$$Q = 0.2786 \times C \times D^{2.63} \times S^{0.54} \quad [\text{Ec. 2.61}]$$

Donde: Q = Caudal (m^3/s)

D = Diámetro de la tubería (m)

Coeficiente = 0.2786

S = Pérdida de carga unitaria (m/m)

C = Coeficiente de rugosidad relativa del material de la tubería = 140 (PVC)

De la fórmula de Hazen, despejando D tenemos:

$$D = \left[\frac{Q}{0.2786 \times C \times S^{0.54}} \right]^{1/2.63} \quad [\text{Ec. 2.62}]$$

2.7.4 Ajuste de la presión:

2.7.4.1 Pérdida de carga unitaria real (S_{real}):

Debido a que se adoptó un diámetro de 4 pulgadas determinaremos la pérdida de carga unitaria real. De la ecuación de Hazen-Williams despejamos S :

$$S = \left[\frac{Q}{0.2786 \times C \times D^{2.63}} \right]^{1/0.54} \quad [\text{Ec. 2.63}]$$

2.7.4.2 Pérdida de carga real en el tramo (H_{lreal}):

$$H_{lreal} = S_{real} \times LT_{Ptramo} \quad [\text{Ec. 2.64}]$$

2.7.4.3 Presión real (P_0 real) en el hidrante:

$$P_{0,real, en, el, hidrante} = Desnivel_{tramo} - H_{lreal} \quad [\text{Ec. 2.65}]$$

2.7.4.4 Velocidad del agua en la tubería principal (v):

De la ecuación de continuidad

$$Q = V \times A \quad [\text{Ec. 2.66}]$$

Donde:

Q = Caudal en m^3/s

A = Área de la sección de la tubería en m^2

V = velocidad del agua en la tubería m/s

Despejando la velocidad V

$$V = \frac{Q}{A} \quad [\text{Ec. 2.67}]$$

2.7.4.5 Determinando el régimen de flujo en la tubería con el número de Reynolds (Re):

$$\text{Re} = \frac{V \times D}{\nu} \quad [\text{Ec. 2.68}]$$

Donde:

Re = número de Reynolds adimensional

V = velocidad media del agua en la tubería – m/s

D = diámetro de la tubería – m

ν = viscosidad cinemática – m²/s – (10 °C) es 1.520×10^{-6}

CAPITULO III – ZONA DE APLICACION

3.1 LOCALIZACIÓN GEOGRÁFICA Y POLÍTICA DE LA ZONA DE ESTUDIO.

La zona de aplicación se encuentra ubicado en el Distrito y Provincia de Urubamba, teniendo las siguientes características:

Departamento:	Cusco
Provincia:	Urubamba
Distrito:	Urubamba
Comunidad:	Comunidad de Chicón
Sector:	Pumahuanca Alto
Región Geográfica:	Sierra
Altitud:	3030 msnm

La provincia de Urubamba está ubicada en la cuenca media del valle sagrado, en el departamento del Cusco; políticamente está dividida en 07 distritos.

La capital de la provincia es Urubamba, que se ubica a 2 871 m.s.n.m. en el punto céntrico de la cuenca del río Vilcanota que atraviesa la provincia. Las capitales distritales se sitúan en un rango que desde los 2 000 m.s.n.m. (Machupicchu) a los 3 800 m.s.n.m. (Chincheros).

Las capitales de los distritos de Huayllabamba, Yucay, Ollantaytambo y Machupicchu también se encuentran a orillas de este mismo río. Por su belleza y fertilidad se le conoce, desde tiempos anteriores a la conquista, como el Valle Sagrado. A los costados de este estrecho valle se levantan los picos y nevados de Chicón, Pumahuanca, Verónica, Chullunco y el Salkantay.

Los distritos de Chinchero y Maras se encuentran al oeste del valle, sobre la meseta que se conoce como Chinchero – Maras.

Geográficamente está ubicada entre las coordenadas:

Latitud Sur: 13°09'10''

Longitud Oeste: 72°16' 00''

Con respecto al meridiano de Greenwich

Zona: 18 y 19.

Altitud mínima: 2 060 m.s.n.m.

Altitud máxima: 3 762 m.s.n.m.

Superficie: 1 439,43 km²

Creada administrativamente el del 21 de junio de 1825.

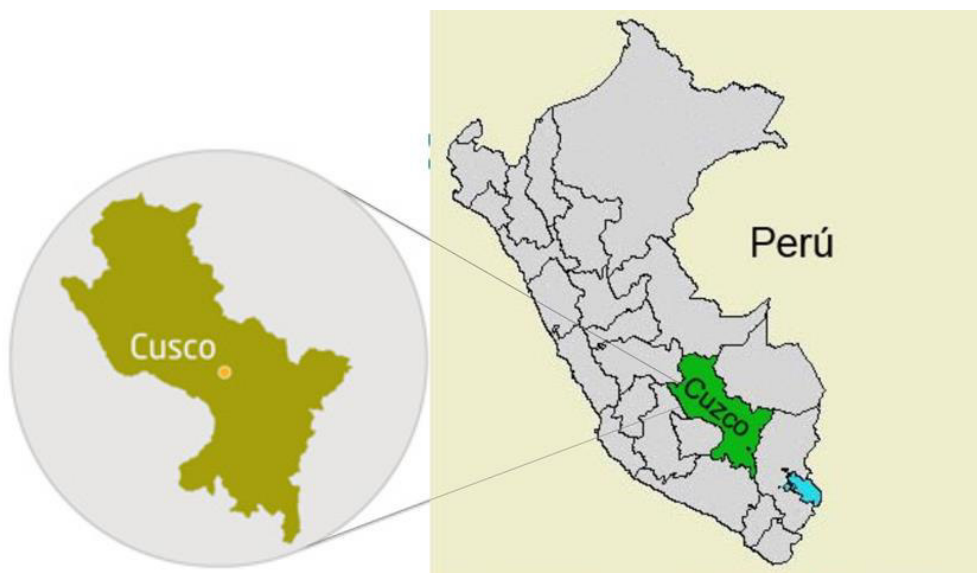
Densidad poblacional: 64,26 hab. /km².

El acceso principal a la zona de estudio es por vía aérea y terrestre y se realiza de la siguiente manera:

Como primera alternativa se accede a través de la carretera asfaltada Nacional N° 101 que se desplaza desde la ciudad del Cusco hacia la localidad de Urubamba por el tramo de Pisac - Calca, en una longitud de 76.20 Km. en una vía asfaltada. Este viaje se realiza en un tiempo estimado de 1.60 hr.

Como segunda alternativa se accede a través de la carretera asfaltada Nacional N° 3S que se desplaza desde la ciudad del Cusco hacia la localidad de Urubamba por el tramo de Chinchero en una longitud de 57.00 Km, luego se toma el ramal hacia la localidad de San Isidro ubicada a una distancia de 7.10 Km. en una vía afirmada. Este viaje se realiza en un tiempo estimado de 1.30 hr.

Figura N° 3.1 – Departamento de Cusco



Fuente: <http://www.expeditiontravelperu.com/esp/cusco.html>

Figura N° 3.2 -Provincia de Urubamba



Fuente: INEI - 1993

3.2 INFORMACIÓN DE LOS DATOS TÉCNICOS PARA EL DISEÑO Y CÁLCULO AGRONÓMICO DE LA ZONA DE ESTUDIO.

3.2.1 Datos Topográficos de la zona de aplicación

El objetivo de un levantamiento topográfico es la determinación, tanto en planimetría como en altimetría, de puntos del terreno, necesarios para obtener la representación fidedigna de un determinado terreno natural a fin de:

1. Realizar los trabajos de campo que permitan elaborar los planos topográficos.
2. Proporcionar información de base para los estudios de hidrológica, geología, geotecnia y de impacto ambiental, y posteriormente para el diseño de la captación.
3. Posibilitar la definición precisa de la ubicación y las dimensiones de los elementos del proyecto.
4. Establecer puntos de referencia para el replanteo durante la construcción.

Para un buen levantamiento topográfico, se ha de tener en cuenta las siguientes consideraciones:

1. La finalidad del levantamiento topográfico.
2. Grado de precisión, en función al tipo de proyecto.
3. Posibilidad de obtener una mayor precisión a la requerida, sin un aumento apreciable en el costo del proyecto.
4. Verificación del instrumental a emplearse para evitar errores.
5. Organización del trabajo, orientado a reducir al mínimo su duración.

La poligonal cerrada empleada para el estudio tiene un orden de control secundario, porque es un proyecto local de ingeniería, el levantamiento es de control general. Cabe precisar que se realizó el levantamiento por el método de la Poligonal Cerrada tomando 04 estaciones referenciales.

3.2.1.1 Trabajos de Gabinete

a.- BMs: A continuación, se muestra las coordenadas de todos los puntos de cambio realizados en el levantamiento topográfico del proyecto:

Tabla N° 3.1 – Poligonal N°1

Estación	Angulo Horizontal			Distancia
A	58°	31'	45"	
				281.147
B	202°	24'	29"	
				596.707
C	109°	33'	11"	
				319.675
D	90°	45'	41"	
				404.347
E	163°	56'	52"	
				492.404
F	94°	48'	1"	
				592.845
A				
	719°	59'	59"	

Tabla N° 3.2 Poligonal N° 2

Estación	Angulo Horizontal			Distancia
A	105°	43'	52"	
				98.728
B	62°	54'	23"	
				381.945
C	198°	33'	5"	
				388.979
D	8°	48'	59"	
				138.249
E	171°	51'	22"	
				220.966
F	172°	8'	18"	
				381.965
A				
Σ	719°	59'	59"	Σ

Fuente: Elaboración propia – datos tomados en campo

El cálculo y compensación de las proyecciones de los lados y de las coordenadas de los vértices se realizan en la forma que se muestra en la siguiente tabla:

Tabla N° 3.3 Poligonal N°1 compensada

Compensación de Coordenadas										
Estación	Angulo Horizontal	Distancia	Proyecciones		Correcciones		Proyecciones corregidas		Coordenadas	
			ΔN Dcosφ	ΔE Dsenφ	CpN	CpE	ΔN	ΔE	Norte	Este
A	58° 31' 45"								8506029.650	191833.320
		281.147	-120.8780	253.8343	-0.005981	0.000554	-120.8839	253.8349		
B	202° 24' 29"								8505908.766	192087.155
		596.707	-31.8128	595.8583	-0.012694	0.001175	-31.8255	595.8594		
C	109° 33' 11"								8505876.941	192683.014
		319.675	-306.5156	90.7763	-0.006801	0.000630	-306.5224	90.7769		
D	90° 45' 41"								8505570.418	192773.791
		404.347	-119.9617	-386.1416	-0.008602	0.000797	-119.9703	-386.1408		
E	163° 56' 52"								8505450.448	192387.650
		492.404	-10.3646	-492.2948	-0.010475	0.000970	-10.3751	-492.2938		
F	94° 48' 1"								8505440.073	191895.357
		592.845	589.5899	-62.0378	-0.012612	0.001168	589.5773	-62.0366		
A									8506029.650	191833.320
Σ	719° 59' 59"	Σ	0.057165	-0.005293	-0.057165	0.005293	0.0000	0.0000		

Tabla N° 3.4 Poligonal N° 2 compensada

Compensación de Coordenadas													
Estación	Angulo Horizontal	Ca	Angulo Corregido	Azimut	Distancia	Proyecciones		Correcciones		Proyecciones corregidas		Coordenadas	
						ΔN	ΔE	CpN	CpE	ΔN	ΔE	Norte	Este
A	105° 43' 52"	0"	105° 43' 52"	69° 9' 41"	98.728	35.1211	92.2696	-0.008681	-0.006364	35.1124	92.2633	8505397.990	193543.970
B	62° 54' 23"	0"	62° 54' 23"	186° 15' 18"	381.945	-379.6714	-41.6143	-0.033586	-0.024618	-379.7050	-41.6389	8505433.102	193636.233
C	198° 33' 5"	1"	198° 33' 6"	167° 42' 12"	388.979	-380.0549	82.8422	-0.034204	-0.025072	-380.0891	82.8171	8505053.397	193594.594
D	8° 48' 59"	0"	8° 48' 59"	338° 53' 13"	138.249	128.9687	-49.7987	-0.012157	-0.008911	128.9566	-49.8076	8504673.308	193677.411
E	171° 51' 22"	0"	171° 51' 22"	347° 1' 51"	220.966	215.3297	-49.5907	-0.019430	-0.014243	215.3102	-49.6050	8504802.265	193627.604
F	172° 8' 18"	0"	172° 8' 18"	354° 53' 33"	381.965	380.4485	-34.0043	-0.033588	-0.024620	380.4149	-34.0289	8505017.575	193577.999
A			105° 43' 52"									8505397.990	193543.970
Σ	719° 59' 59"	1"	720° 0' 0"	69° 9' 41"	Σ	0.141646	0.103827	-0.141646	-0.103827	0.0000	0.0000		

Fuente: Elaboración propia – datos tomados en campo

3.2.2 Datos Hidrológicos de la zona de aplicación

3.2.2.1 Introducción

La Hidrología es la ciencia natural que estudia al agua, su ocurrencia, circulación y distribución en la superficie terrestre, sus propiedades químicas y físicas y su relación con el medio ambiente, incluyendo a los seres vivos, pero existe una rama de la hidrología que conciernen al diseño y operación de los proyectos de ingeniería para el control y aprovechamiento del agua, la que se denomina Ingeniería Hidrológica o hidrología Aplicada.

El análisis hidrológico exhausto es el primer paso fundamental en el planeamiento, diseño y operación de proyectos de Irrigaciones, sirve para determinar la disponibilidad de fuentes naturales y para saber si el abastecimiento de la fuente es adecuado en todo el tiempo, o si se requerirá de otras estructuras para corregir las deficiencias o para disponer de los volúmenes excedentes de agua.

3.2.2.2 Descripción geomorfológica de la subcuenca del rio Pumahuanca

Toda cuenca está limitada por una línea que une los más altos puntos topográficos, llamada divisoria. La divisoria sigue una línea rígida alrededor de la cuenca, atravesando el curso del agua solamente en el punto de salida, y uniendo los puntos de cota máxima entre cuencas. Los parámetros fisiográficos fueron obtenidos para cuatro puntos ubicados dentro de la sub cuenca Pumahuanca, puntos donde se ubican las obras de captación existentes y obras de captación planteadas en el proyecto.

Tabla N° 3.5 Parámetros geomorfológicos

PARAMETROS		UND	NOMENCLATURA	SUB CUENCA PUMAHUANCA- BOCATOMA PROYECTADA M	SUB CUENCA PUMAHUANCA- BOCATOMA MD EXISTENTE
Superficie total de la cuenca		Km²	At	45.73	43.36
Perimetro		Km.	P	34.87	32.63
Centro de Gravedad de la cuenca (UTM)		m	ESTE (X)	812384.06	812435.54
		m	NORTE (Y)	8535637.94	8535938.08
FORMA DE LA CUENCA	Coefficiente de Compacidad (Kc)	s/U	$Kc = 0.28 P / (At)^{1/2}$	1.45	1.40
	Longitud paralela al curso más largo	Km.	LB	11.24	9.50
	Ancho Medio	Km.	$AM = At / LB$	4.07	4.56
	Factor de Forma (Kf)	s/U	$Kf = AM / LB$	0.36	0.48
	Rectángulo Equivalente				
	Lado Mayor	Km.	$L = Kc * (pi * A)^{1/2} * (1 + (1 - 4 / pi * Kc^2))$	12.19	11.00
	Lado Menor	Km.	$B = At / L$	3.75	3.94
SISTEMA DE DRENAJE	LONGITUD DE CORRIENTES DE ACUERDO AL GRADO DE RAMIFICACIÓN	Km.	Orden 1	11.22	11.22
		Km.	Orden 2	7.08	7.08
		Km.	Orden 3	3.44	2.15
	Long. Total de corrientes	Km.	Lt	21.74	20.45
	NÚMEROS DE RIOS PARA LOS DIFERENTES GRADOS DE RAMIFICACIÓN	s/U	Orden 1	3	3
		s/U	Orden 2	4	4
		s/U	Orden 3	1	1
	Número Total de corrientes		N° Rios	8.00	8.00
	Longitud del río principal	Km.	Lr	10.12	8.82
	Densidad de drenaje	Km./Km²	$Dd = Lt / At$	0.48	0.47
Desnivel total de la cuenca		Km.	Ht	2.20	2.10
Desnivel total del río		m.	Htm	1345.59	1245.00
Altura máxima cuenca		m.s.n.m.	Hcu	5150.00	5150.00
Altura máxima río		m.s.n.m.	Hmáx	4295.00	4295.00
Altura mínima río		m.s.n.m.	Hmin	2949.41	3050.00
Altura media de la cuenca		m.s.n.m.	Hm	4190.50	4238.80
PENDIENTE CUENCA Y CAUCE PRINCIPAL	Pendiente cuenca (Criterio del Rectángulo Equivalente)	m/m	$Ic = 100 * Ht / B$	0.59	0.53
	Pendiente media del cauce principal	m/m	$Im = (Hmáx - Hmin) / Lr$	0.13	0.14

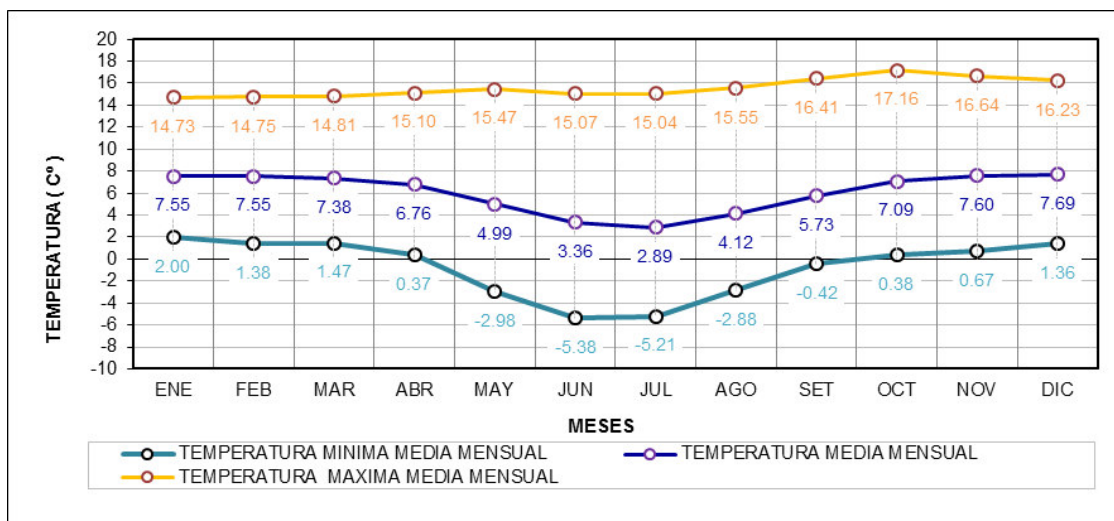
Fuente: Evaluación de peligros geológicos en el valle sagrado de los incas, rio Vilcanota, MSc Patricio Valderrama Trujillo – INGEMMET 2011

3.2.2.3 Regionalización de datos térmicos

El método empleado para la regionalización de datos térmicos se lleva a cabo mediante cálculo de regresión lineal simple, donde los valores adoptados para la terminación se consideran todos los registros de las estaciones seleccionadas

El cálculo de los resultados de la regresión lineal se muestra en los cuadros siguientes: grafico correspondiente a las temperaturas media, máximo y mínimo de la altura media de la cuenca (en los distintos puntos de interés).

Gráfico N° 3.1 Variación de la Temperatura en la cuenca



Fuente: SENAMHI, estaciones de Kayra, Urubamba, Pisac y Calca, desde el año 1964 al 2011

3.2.2.4 Humedad relativa

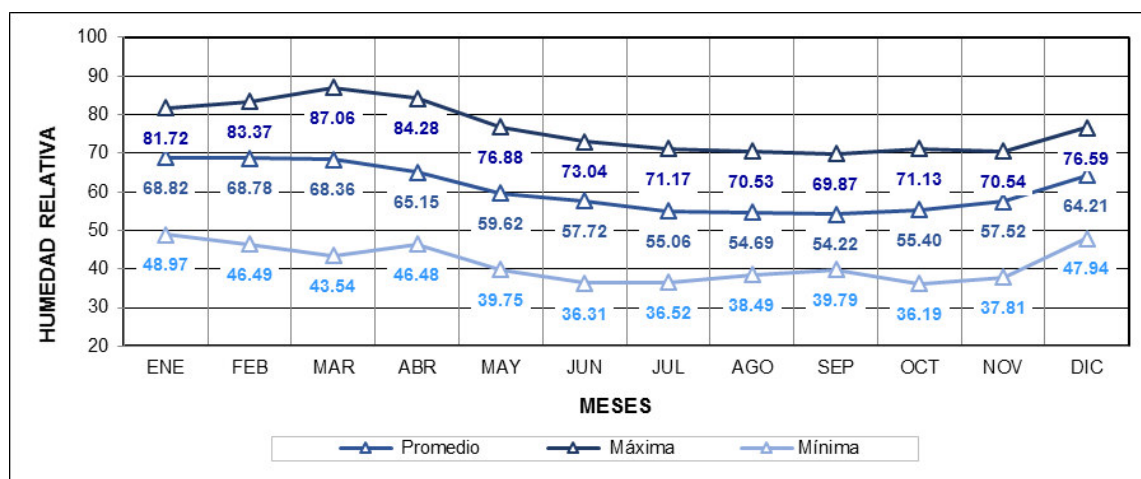
La humedad relativa es otro elemento importante que interviene en la caracterización del clima, es inversamente proporcional a la temperatura. Durante el día los valores de humedad relativa son bajos y en la noche tiende a aumentar como consecuencia de las temperaturas más bajas.

Del análisis a la información de las estaciones Yauri, Sicuani y Tintaya, el promedio anual de la humedad relativa alcanzan a 66.68 %, 78.50 % y 66.97 % respectivamente, la variación mensual de sus registros no es homogénea, es así que en la estación de Sicuani los registros máximos se producen en marzo con 95.0%, en la estación de Yauri el máximo se produce en abril con 92.5% y en la estación Tintaya el máximo se produce en marzo con 75.0%. La humedad mínima en las estaciones no es homogénea, presentan diferencias marcadas entre sus registros mensuales, produciéndose en la estación de Sicuani un mínimo en junio con 26.0%, en la estación de Yauri 55.7% en noviembre con 55.7% y en la estación de Tintaya el mínimo se produce en mayo con 30.3%. A pesar que la diferencia de altitudes de las estaciones no es significativa, los valores de sus registros no presentan una humedad relativa similar y/o aproximada, incumpliendo las reglas que a menor altitud mayor humedad y a mayor altitud menor humedad.

La información que registra la humedad relativa pertenece a tres estaciones meteorológicas, de las cuales 02 estaciones son operadas por el SENAMHI, Yauri y Sicuani y 01 es operada por la Minera Global CL-Xstrata Tintaya. El periodo de registros

de humedad relativa utilizados en el estudio es la estación Sicuani (1964-1988, 1987-1988, 1991-2006), Tintaya (1983-1992), Yauri (1998-2006).

Gráfico N° 3.2 Variación de la Humedad Relativa



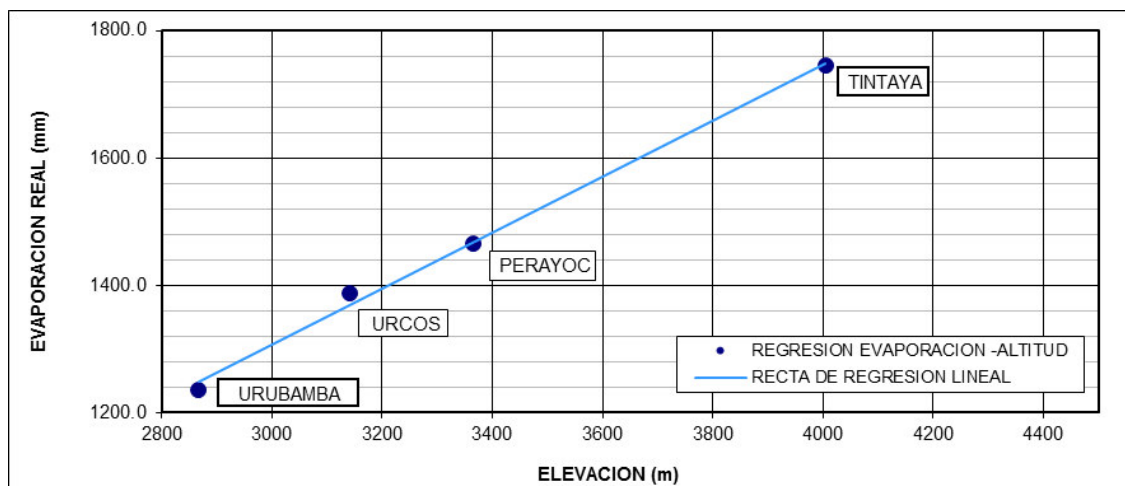
Fuente: SENAMHI, estaciones de Kayra, Urubamba, Pisac y Calca, desde el año 1964 al 2011

3.2.2.5 Evaporación

La definición hidrológica de evaporación está restringida a la tasa neta de transporte de vapor hacia la atmosfera. Este cambio de estado necesita de un intercambio de calor de aproximadamente 600 calorías por cada gramo de agua evaporada. Para que se mantenga la temperatura de la superficie, estas grandes cantidades de calor deben ser suministradas por radiación y conducción de la capa de aire en contacto, o a costa de la energía almacenada por debajo de la superficie.

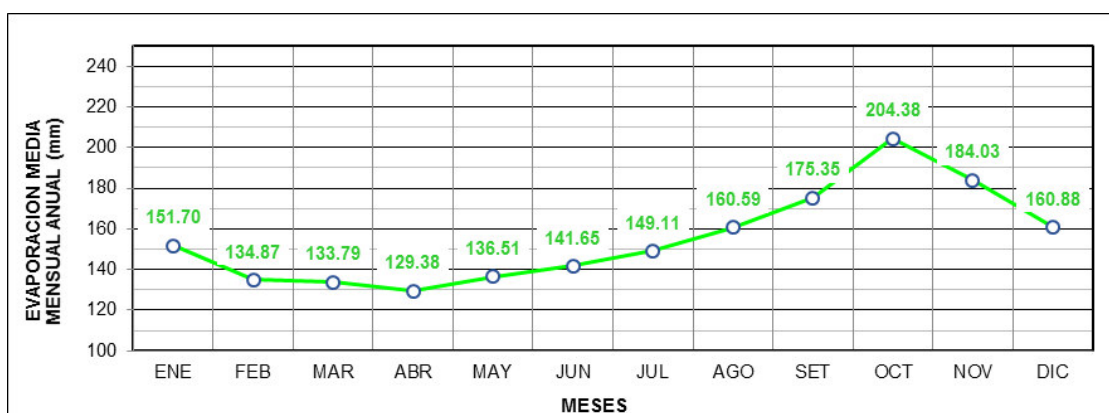
Este parámetro meteorológico es analizado en base a los registros de las estaciones meteorológicas de Tintaya, Perayoc, Urcos y Urubamba. La información recabada de las estaciones seleccionadas corresponde a las mediciones a través de tanques evaporímetros Piche.

Gráfico N° 3.3 Regresión Evaporación – Altitud



Fuente: SENAMHI, estaciones de Kayra, Urubamba, Pisac y Calca, desde el año 1964 al 2011

Gráfico N° 3.4 Evaporación media mensual (mm)



Fuente: SENAMHI, estaciones de Kayra, Urubamba, Pisac y Calca, desde el año 1964 al 2011

3.2.2.6 Horas de Sol

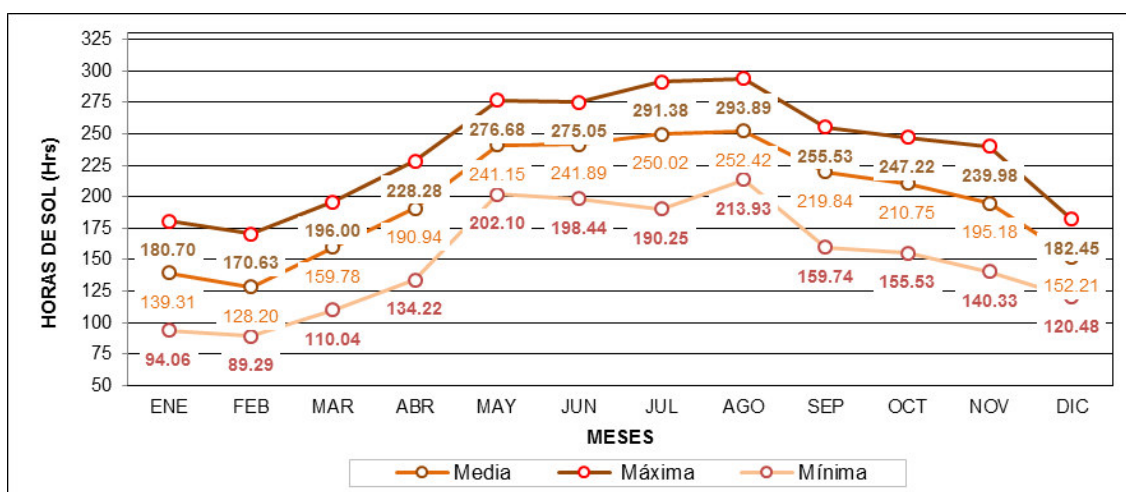
Esta variable hidrológica se refiere exclusivamente a la cantidad de horas de brillo de sol en un determinado marco geográfico. En el ámbito geográfico tres son las estaciones que cuentan con este registro, la estación CP de K'ayra, Perayoc y Yauri, los dos primeros correspondientes a la Universidad Nacional San Antonio Abad del Cusco

Respecto a la duración diaria de la radiación solar indicamos en las zonas ubicadas por encima de los 3 000 msnm, en las cuales la precipitación adquiere valores importantes la duración de la radiación solar alcanza a valores entre 5 y 6 horas diarias

Yauri alcanza a 2,778.3 h/año, brillando un máximo de 318.5 horas en el mes de julio y un mínimo de 111.0 horas en el mes de enero. En la estación de K'ayra el total anual de horas de sol alcanza a 2,252.9 h/año, brillando un máximo de 288.0 horas en el mes de julio y un mínimo de 65.2 horas en el mes enero, en la estación de Perayoc el total anual de horas de sol alcanza a 2,404.0 h/año, brillando un máximo de 314.1 horas en el mes de julio y un mínimo de 75.5 horas en el mes febrero. Además se ha obtenido un promedio de las tres estaciones registradas con la finalidad de hacer uso para el proyecto, por cuanto su variación respecto a la altitud es casi similar. La variación total anual del promedio de las tres estaciones es de 2,478.4.0 h/año, brillando un máximo de 318.5 horas en el mes de julio y un mínimo de 65.2 horas en el mes enero. En el análisis realizado a los registros de horas de sol de las estaciones indicadas, nos muestra que existe una mínima variación mensual y anual de horas de sol entre las estaciones Yauri, K'ayra, Perayoc.

La radiación solar fue analizada a partir del promedio de las tres estaciones registradas por el SENAMHI y la UNSAAC, registrándose un periodo de para la estación Yauri entre (1999-2006), estación K'ayra (1931-1946, 1964-1998) y la estación Perayoc con u periodo entre los años (1963-2007).

Gráfico N° 3.5 Horas de Sol



Fuente: SENAMHI, estaciones de Kayra, Urubamba, Pisac y Calca, desde el año 1964 al 2011

3.2.2.7 Velocidad del viento

Considerando el viento como uno más de los elementos meteorológicos se puede definir que es el aire en movimiento producido por el calentamiento diferencial de la superficie terrestre

La distribución temporal y espacial de los vientos, ejerce gran influencia sobre los fenómenos climatológicos. El viento al transportar energía y vapor de agua actúa directamente en la intensidad y duración de la precipitación.

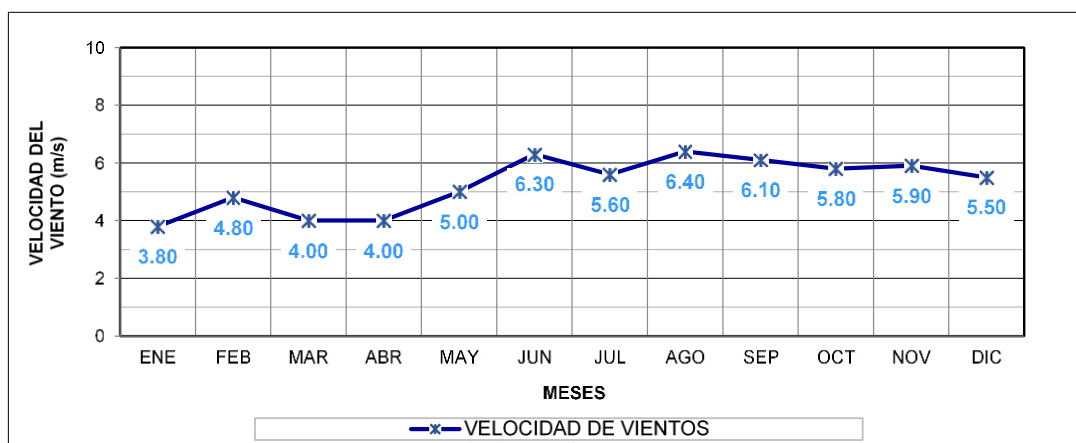
En el ámbito del proyecto no se cuenta con registros históricos de la velocidad del viento; sin embargo, se cuenta con información obtenida del SENAMHI de diferentes estaciones, pero tomando en cuenta que la velocidad del viento depende factores, como la topografía, vegetación, etc. Se ha visto por conveniente asumir los registros de velocidad del viento de la estación K'ayra para el ámbito del proyecto. En este sentido se tiene:

Velocidad del Viento media mensual : 5.27 m/s

Velocidad del Viento máxima mensual : 6.40 m/s en agosto

Velocidad del Viento mínima mensual : 3.80 m/s en enero

Gráfico N° 3.6 Velocidad del viento (m/s)



Fuente: SENAMHI, estaciones de Kayra, Urubamba, Pisac y Calca, desde el año 1964 al 2011

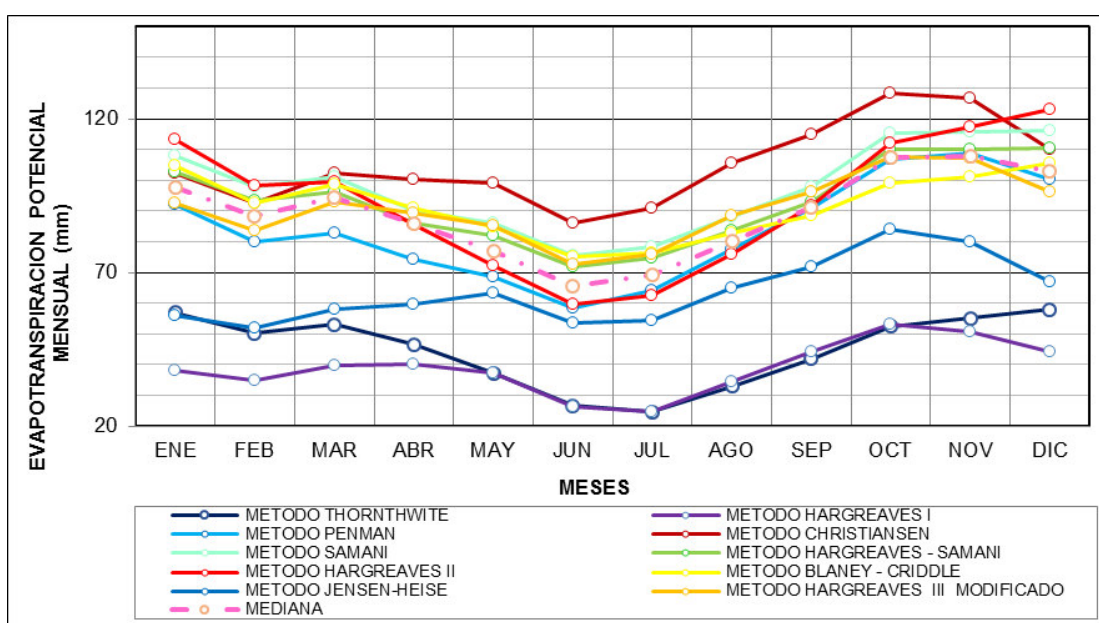
3.2.2.8 Evapotranspiración Potencial (ETP)

Existen gran cantidad de métodos empíricos y teóricos. Los métodos empíricos parten de mediciones directas de la demanda de agua de los cultivos mediante lisímetros o de la medición de la evaporación de agua que se mide a partir del espejo libre de un tanque

(Tanque Clase “A”), o mediante evaporímetro, del cual existen varios tipos, siendo los más conocidos el evaporímetro Piche y el evaporímetro Livingston. Otro de los métodos es, mediante el cálculo teórico utilizando formulas, relacionando la evapotranspiración con factores climáticos como: Temperaturas máximas, medias y mínimas, humedad relativa, insolación, horas de sol, vientos parámetros obtenidos anteriormente

La metodología empleada parte de métodos empíricos y el cálculo teórico mediante el uso de factores climáticos.

Gráfico N° 3.7 Evapotranspiración Potencial (ETP), áreas de cultivo



Fuente: SENAMHI, estaciones de Kayra, Urubamba, Pisac y Calca, desde el año 1964 al 2011

3.2.2.9 Análisis de la pluviometría

El SENAMHI es la institución del estado que está encargada de la recolección de los datos pluviométricos en distintas partes del territorio peruano, de ahí que se recurre a dicha institución para solicitar información de las estaciones que se encuentran aledañas a la zona de proyecto, las estaciones Hidrometeorológicas usadas para el estudio hidrológico son las siguientes.

Tabla N° 3.6 Estaciones pluviométricas utilizadas

ESTACIÓN	TIPO	Coordenadas Geográficas						Coordenadas UTM		ALTITUD	DEPARTAMENTO	PROVINCIA	DISTRITO
		LATITUD			LONGITUD			Datum 1986 WGS 1984, Zona 18S-78°W a 72°W					
		°	'	"	°	'	"	X [m]	Y [m]				
Kayra	CP-607	13	33	25	71	52	31	188793.8	849944.1	3212	Cusco	Cusco	San Jerónimo
Urubamba	CP-683	13	18	38	72	7	26	811614.9	8526712.9	2,863	Cusco	Urubamba	Urubamba
Pisac	CO-844	13	24	58	71	50	59	841198.8	8154689.4	2,950	Cusco	Calica	Pisac
Calca	CO-685	13	20	1	71	57	1	830409.1	8523941.7	2,926	Apurimac	Calica	Calica

Fuente: SENAMHI, estaciones de Kayra, Urubamba, Pisac y Calca, desde el año 1964 al 2011

A continuación, se presentan las series temporales de los registros de precipitación completadas adecuadamente, hasta el año 2011.

Tabla N° 3.7 Registro de precipitación Kayra

ESTACION METEOROLOGICA KAYRA														
	AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	TOTAL
1	1964	100.8	92.5	101.6	26.0	6.5	0.0	0.0	0.0	0.0	36.5	0.0	75.6	439.5
2	1965	101.8	100.5	111.9	88.0	5.8	0.0	0.4	1.0	29.4	58.3	42.5	153.0	692.6
3	1966	78.3	171.2	79.9	18.3	19.8	0.0	0.0	1.7	29.9	59.7	65.2	71.4	595.4
4	1967	59.1	118.4	140.3	19.0	1.8	0.6	11.0	19.0	32.8	70.9	57.2	125.6	655.7
5	1968	149.9	106.6	84.5	74.6	6.3	5.3	30.9	8.6	16.3	84.6	86.7	54.4	708.7
6	1969	144.4	77.8	88.3	16.8	2.9	3.3	7.2	3.9	22.8	29.8	54.7	72.9	524.8
7	1970	170.7	92.6	132.5	86.4	2.3	1.0	3.7	3.4	42.1	46.1	48.2	177.4	806.4
8	1971	128.9	161.6	83.6	40.0	1.5	0.1	0.0	5.7	3.5	55.7	51.0	127.5	659.1
9	1972	192.1	66.8	57.2	29.7	3.4	0.0	6.5	27.3	12.2	7.9	50.2	100.2	553.5
10	1973	221.3	120.5	99.6	75.2	14.0	0.0	9.1	11.8	14.5	65.1	88.8	96.5	816.4
11	1974	102.5	157.7	121.5	34.5	3.6	8.2	1.0	34.6	5.9	43.3	60.9	108.0	681.7
12	1975	124.7	131.0	55.3	66.8	22.5	0.7	0.3	0.6	51.1	47.5	51.0	170.1	721.6
13	1976	119.6	83.1	123.1	42.9	13.0	8.7	0.7	0.0	26.8	25.3	47.8	66.8	557.8
14	1977	116.7	122.8	69.3	47.6	7.9	0.0	4.4	0.0	29.9	65.0	71.5	78.0	613.1
15	1978	175.4	106.6	88.5	48.7	11.4	0.0	3.4	0.0	10.7	12.8	88.7	117.9	664.1
16	1979	101.1	131.6	108.8	46.8	6.2	0.0	0.9	8.1	11.5	18.4	85.6	81.8	600.8
17	1980	106.2	126.4	135.0	23.2	3.7	0.0	5.3	1.0	12.6	62.9	60.2	83.1	619.6
18	1981	125.4	80.8	124.4	58.9	1.8	3.9	0.0	9.8	45.9	106.9	120.8	144.3	822.9
19	1982	178.9	115.5	143.1	58.8	0.0	9.2	3.4	4.9	14.0	37.9	122.5	98.6	786.8
20	1983	127.8	84.0	54.5	29.8	3.4	6.2	0.5	0.9	5.5	26.0	44.3	100.2	483.1
21	1984	198.6	142.4	71.0	82.8	0.0	2.0	1.3	11.4	4.2	114.6	69.4	102.8	800.5
22	1985	129.1	119.4	74.2	33.2	15.6	11.6	0.9	0.0	43.3	62.1	116.5	122.4	728.3
23	1986	76.4	92.2	125.7	65.5	6.2	0.0	1.8	4.2	7.5	17.3	69.6	102.7	569.1
24	1987	224.3	87.9	48.6	13.1	2.1	1.3	9.2	0.0	8.2	29.5	101.8	107.6	633.6
25	1988	159.2	84.3	166.5	108.9	4.6	0.0	0.0	0.0	9.9	36.2	39.6	93.4	702.6
26	1989	151.4	126.8	119.3	38.6	6.4	9.1	0.0	6.1	30.7	48.7	60.7	88.5	686.3
27	1990	157.6	90.4	60.7	47.4	7.5	31.8	0.0	5.8	13.3	73.7	87.0	65.1	640.3
28	1991	97.6	163.6	105.1	49.6	10.1	5.1	1.5	0.0	20.2	49.3	70.6	86.8	659.5
29	1992	139.3	126.8	104.0	19.7	0.0	19.4	0.0	21.4	8.0	50.7	117.4	57.2	663.9
30	1993	208.5	90.4	76.2	18.8	46.6	0.0	2.7	6.9	17.0	46.2	111.9	201.5	826.7
31	1994	76.4	163.6	173.9	45.5	11.8	0.0	0.0	0.0	25.7	40.2	40.5	119.9	697.5
32	1995	122.0	102.4	94.4	17.8	0.0	0.0	0.6	1.2	28.8	26.7	70.2	102.6	566.7
33	1996	131.9	98.0	70.5	32.3	11.0	0.0	0.0	6.3	19.6	58.4	49.0	133.2	610.2
34	1997	123.3	127.7	104.8	31.0	4.8	0.0	0.0	7.1	12.3	44.4	200.4	148.4	804.2
35	1998	116.3	139.3	22.0	31.0	1.6	1.9	0.0	1.6	6.8	38.3	45.2	58.9	462.9
36	1999	90.2	91.5	92.0	42.8	1.3	3.4	1.0	0.0	43.1	18.4	39.7	119.5	542.9
37	2000	197.4	141.5	119.5	10.9	2.6	5.8	2.7	6.6	10.7	49.3	27.0	82.0	656.0
38	2001	79.3	194.7	170.4	36.4	11.5	0.0	17.4	10.2	20.1	19.9	92.6	89.4	741.9
39	2002	134.5	184.6	112.7	21.6	16.2	2.5	27.1	3.2	10.3	78.7	97.8	132.4	821.6
40	2003	163.9	132.4	147.9	56.5	2.0	6.4	0.0	21.3	3.7	34.6	23.1	123.8	715.6
41	2004	173.7	125.8	66.5	20.2	2.4	20.5	12.0	9.0	21.7	25.6	60.9	87.9	626.2
42	2005	141.0	130.6	120.2	33.1	3.2	0.4	1.2	4.0	4.5	39.1	59.3	101.2	637.8
43	2006	203.4	155.5	145.9	40.9	0.2	4.9	0.0	10.5	7.5	72.5	67.8	147.2	856.3
44	2007	140.8	58.7	107.3	93.6	5.8	0.0	4.0	0.0	1.0	49.4	74.0	88.4	623.0
45	2008	108.8	109.2	64.4	7.6	8.7	2.1	0.0	3.9	13.9	51.7	90.2	131.9	592.4
46	2009	112.5	108.3	79.1	21.3	5.3	0.0	3.3	0.7	15.1	7.0	91.3	82.1	526.0
47	2010	120.5	155.6	120.3	51.6	4.1	4.6	6.6	2.9	27.6	18.6	42.3	85.6	640.3
48	2011	103.4	179.3	131.9	67.6	3.9	3.2	3.7	0.0	38.9	37.4	60.2	110.2	739.7
N° Datos		48	48	48	48	48	48	48	48	48	48	48	48	48
Media		135.6	120.2	102.0	43.2	6.9	3.8	3.9	6.0	18.6	45.8	70.3	105.7	662.0
Desv. Estándar		40.5	32.3	34.0	24.0	7.9	6.2	6.5	7.6	13.1	23.4	33.0	32.2	101.5
Coef. Variación		29.9	26.9	33.3	55.6	113.6	163.7	168.5	127.3	70.4	51.0	46.9	30.5	15.3
Prec. Max.		224.3	194.7	173.9	108.9	46.6	31.8	30.9	34.6	51.1	114.6	200.4	201.5	856.3
Prec. Min.		59.1	58.7	22.0	7.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	7.0	0.0	54.4	439.5

Fuente: SENAMHI, estaciones de Kayra, Urubamba, Pisac y Calca, desde el año 1964 al 2011

Tabla N° 3.8 Registro de precipitación Urubamba

ESTACION METEOROLOGICA Urubamba														
	AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	TOTAL
1	1964	54.0	70.0	98.0	21.0	17.0	0.0	0.0	0.0	9.0	54.0	77.0	24.5	424.5
2	1965	139.2	59.0	111.0	46.0	0.0	0.0	0.0	0.0	17.0	16.0	37.0	133.0	558.2
3	1966	63.0	100.0	36.0	10.5	39.9	0.7	0.0	10.3	53.5	122.5	86.2	56.5	579.1
4	1967	37.9	106.0	43.5	37.7	13.0	0.5	33.5	0.0	0.0	11.5	66.0	47.0	396.6
5	1968	63.0	65.1	74.0	28.0	0.0	0.0	43.5	16.0	11.0	0.0	91.5	12.5	404.6
6	1969	89.5	35.0	16.0	17.0	0.0	0.0	3.0	0.0	3.0	5.0	7.0	43.0	218.5
7	1970	74.0	15.0	15.0	15.3	0.0	0.0	2.5	0.0	16.3	35.5	32.5	158.0	364.1
8	1971	106.0	100.5	57.0	16.5	0.0	0.0	0.0	3.0	2.0	32.0	41.0	99.0	457.0
9	1972	138.3	62.1	73.8	29.2	10.5	8.8	11.0	19.3	28.9	16.2	69.0	103.4	570.5
10	1973	170.6	91.9	98.4	60.2	15.9	10.3	21.3	13.1	11.8	26.9	69.5	68.1	658.0
11	1974	94.6	141.0	121.9	45.4	21.0	25.4	8.8	38.4	15.2	26.0	44.8	111.2	693.7
12	1975	100.6	157.7	38.2	69.0	35.0	14.9	8.8	22.5	14.6	35.4	41.9	184.4	723.0
13	1976	97.8	49.5	113.3	41.8	17.9	11.0	8.8	8.8	17.1	8.8	58.8	129.2	562.8
14	1977	125.0	69.8	93.2	59.2	8.8	8.8	8.8	8.8	8.8	56.8	88.1	50.1	586.2
15	1978	181.1	71.4	109.0	40.8	28.8	8.8	8.8	8.8	19.0	18.1	51.4	115.3	661.3
16	1979	126.3	61.9	69.0	19.7	11.9	8.8	8.8	15.6	36.8	11.2	49.2	40.5	459.7
17	1980	45.0	56.9	85.9	17.0	8.8	8.8	8.8	10.8	8.8	13.9	46.8	54.3	365.8
18	1981	50.8	39.0	19.2	21.0	8.8	8.8	8.8	16.3	21.9	45.2	45.0	54.2	339.0
19	1982	41.0	32.1	29.0	15.0	8.8	8.8	8.8	8.8	24.3	21.7	23.9	27.3	249.5
20	1983	22.8	14.5	23.9	11.2	15.2	10.1	8.8	8.8	8.8	11.4	22.5	32.5	190.5
21	1984	32.1	76.4	53.8	39.3	0.0	6.0	0.0	26.4	4.2	81.8	46.8	77.3	444.1
22	1985	125.4	92.9	81.8	32.7	9.1	7.9	2.1	2.8	14.6	34.0	64.1	109.7	577.1
23	1986	53.7	58.1	56.5	41.5	14.0	0.0	0.0	5.0	4.0	13.5	57.5	49.5	353.3
24	1987	102.5	83.7	35.5	1.0	3.0	7.5	17.0	0.0	14.0	27.5	88.0	100.0	479.7
25	1988	115.5	77.5	126.5	43.0	4.5	0.0	0.0	0.0	17.0	25.5	25.0	88.0	522.5
26	1989	102.0	90.0	103.9	50.5	13.3	9.5	0.5	0.0	26.5	46.0	25.0	99.0	566.2
27	1990	133.5	99.3	26.0	33.0	6.0	40.0	0.0	9.5	6.0	52.6	44.0	69.3	519.2
28	1991	52.5	125.5	82.5	39.5	2.0	10.0	5.8	6.1	11.5	32.5	82.0	56.5	506.4
29	1992	95.5	77.3	40.5	9.5	0.0	40.5	0.0	32.0	1.5	22.5	60.0	27.0	406.3
30	1993	128.0	82.0	57.5	39.0	2.0	0.0	2.5	28.0	4.0	30.0	79.0	120.0	572.0
31	1994	117.0	96.6	110.0	34.5	1.0	6.7	7.1	7.5	23.5	51.5	29.5	151.5	636.4
32	1995	72.2	42.1	81.3	10.9	2.2	1.0	0.3	0.0	14.5	35.1	55.0	95.5	410.1
33	1996	88.4	77.5	50.6	53.6	13.2	0.4	0.1	11.6	5.0	35.1	46.9	73.8	456.2
34	1997	88.6	124.7	98.5	8.5	1.3	5.5	0.0	8.3	6.2	10.1	73.0	84.9	509.6
35	1998	54.7	73.2	26.7	10.4	4.0	0.7	0.0	0.4	1.7	22.2	49.7	47.0	290.7
36	1999	124.2	122.3	66.1	29.6	17.5	0.8	0.1	0.0	23.7	20.3	52.2	125.5	582.3
37	2000	172.0	92.9	87.3	6.5	6.4	8.8	0.8	0.1	15.6	62.9	18.7	76.0	548.0
38	2001	167.2	86.9	102.2	7.2	8.4	0.0	16.9	11.6	10.0	72.9	64.2	62.1	609.6
39	2002	126.3	117.8	78.3	50.1	5.8	5.0	62.7	1.8	2.5	64.5	52.1	135.5	702.4
40	2003	96.9	74.3	124.3	12.9	4.3	8.4	1.2	18.0	1.0	31.7	32.5	94.4	499.9
41	2004	123.9	87.2	75.3	14.2	1.5	30.6	21.5	10.3	6.2	39.9	34.5	78.7	523.8
42	2005	47.6	97.0	62.7	20.8	6.2	0.0	1.6	1.9	11.7	10.9	51.1	82.0	393.5
43	2006	111.8	92.8	68.9	33.5	0.0	1.9	0.0	4.0	8.6	50.1	64.6	82.0	518.2
44	2007	56.8	79.0	82.6	42.4	4.6	5.0	1.9	0.1	0.0	57.4	61.0	74.3	465.1
45	2008	98.3	83.2	72.2	4.6	7.1	2.8	6.1	3.1	3.9	35.5	91.2	121.4	529.4
46	2009	90.9	78.9	61.7	28.5	13.1	3.5	3.0	6.5	14.6	45.1	84.2	74.6	504.5
47	2010	181.1	71.4	109.0	40.8	28.8	8.8	8.8	8.8	19.0	18.1	51.4	115.3	661.3
48	2011	87.7	83.6	78.9	31.4	13.0	9.8	11.5	6.4	16.5	36.6	49.7	91.6	516.7
N° Datos		48	48	48	48	48	48	48	48	48	48	48	48	48
Media		97.2	80.1	71.4	29.0	9.4	7.4	7.8	8.7	12.8	34.0	53.8	83.5	495.1
Desv. Estándar		40.8	29.2	31.2	16.7	9.3	9.3	12.0	9.1	10.3	22.8	20.9	37.9	123.6
Coef. Variación		42.0	36.5	43.7	57.6	98.9	126.1	154.1	104.6	80.0	66.8	38.8	45.4	25.0
Prec. Max.		181.1	157.7	126.5	69.0	39.9	40.5	62.7	38.4	53.5	122.5	91.5	184.4	723.0
Prec. Min.		22.8	14.5	15.0	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	7.0	12.5	190.5

Fuente: SENAMHI, estaciones de Kayra, Urubamba, Pisac y Calca, desde el año 1964 al 2011

Tabla N° 3.9 Registro de precipitación Pisac

ESTACION METEOROLOGICA Pisac														
	AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	TOTAL
1	1964	81.3	29.0	99.0	3.0	8.0	0.0	0.0	0.0	44.0	65.0	35.0	31.7	396.0
2	1965	54.5	38.6	63.0	51.0	0.0	0.0	2.5	0.0	34.9	16.2	17.0	73.5	351.2
3	1966	84.0	28.7	27.2	5.0	18.1	0.0	2.0	0.0	16.4	9.6	15.8	36.0	242.8
4	1967	51.0	78.9	96.0	0.0	13.0	2.3	17.1	9.9	9.4	37.8	59.2	65.2	439.8
5	1968	122.7	180.2	32.0	13.3	1.0	5.2	17.9	0.2	8.5	9.5	110.5	27.6	528.6
6	1969	138.3	65.9	137.2	75.6	0.0	16.5	13.0	4.1	19.9	26.6	60.5	103.7	661.3
7	1970	150.3	279.6	48.6	57.3	7.3	6.3	7.2	5.1	73.2	94.7	17.3	108.5	855.4
8	1971	155.3	291.2	80.7	58.5	4.1	5.9	2.1	9.1	0.0	50.3	18.6	43.6	719.4
9	1972	101.8	53.3	136.5	25.9	4.1	0.0	7.4	13.1	13.3	4.2	24.8	77.5	461.9
10	1973	267.2	205.1	141.0	60.6	9.5	9.7	12.8	13.4	7.1	32.9	57.2	152.0	968.5
11	1974	131.7	177.4	130.1	50.7	4.1	11.4	1.0	27.8	6.2	10.1	11.5	70.0	632.0
12	1975	80.6	101.3	83.8	44.1	44.6	5.1	0.0	0.0	25.6	24.0	36.0	68.6	513.7
13	1976	133.0	53.2	123.7	39.1	49.5	3.2	2.1	2.0	21.8	4.1	39.6	39.8	511.1
14	1977	86.5	112.5	69.4	34.3	0.0	0.0	4.0	4.1	12.4	19.0	129.3	14.2	485.7
15	1978	212.6	151.8	6.0	81.3	31.1	0.0	0.0	0.0	21.9	2.1	37.9	81.9	626.6
16	1979	210.6	163.4	179.4	59.3	7.1	8.0	6.0	2.0	19.9	18.4	39.2	73.2	786.5
17	1980	92.8	182.2	226.8	89.7	2.0	0.0	0.0	11.3	36.7	39.8	5.0	48.5	734.8
18	1981	97.9	178.3	89.7	31.4	7.3	4.2	15.3	3.0	16.4	63.6	126.9	119.9	753.9
19	1982	276.4	68.4	236.2	195.6	25.5	8.0	1.0	15.1	19.9	30.1	88.3	18.7	983.2
20	1983	5.1	31.1	9.0	29.8	0.0	2.0	11.1	6.1	13.3	18.5	30.5	34.0	190.5
21	1984	98.4	144.0	150.0	37.0	1.0	1.0	13.0	16.5	3.0	43.5	73.9	13.6	594.9
22	1985	140.5	205.5	194.5	64.3	8.3	0.0	0.0	5.1	27.9	108.1	129.2	25.0	908.4
23	1986	27.7	116.6	134.6	38.5	12.5	0.0	2.1	3.3	4.0	2.1	8.3	11.8	361.5
24	1987	276.3	45.9	24.6	13.3	0.0	14.6	9.1	0.0	0.0	8.2	54.4	34.7	481.1
25	1988	95.4	99.6	191.4	52.4	2.0	0.0	0.0	0.0	2.3	12.0	13.7	85.8	554.6
26	1989	116.3	94.8	111.4	25.9	7.0	0.0	3.0	9.2	7.2	20.5	20.5	27.1	442.9
27	1990	76.7	45.6	20.3	82.6	6.2	38.4	0.0	3.0	8.4	44.1	96.4	115.0	536.7
28	1991	76.2	101.8	64.5	31.4	11.5	8.0	0.0	2.0	2.0	50.7	70.7	65.7	484.5
29	1992	81.0	45.4	31.7	22.6	0.0	24.0	0.0	13.3	4.0	22.4	56.0	24.6	325.0
30	1993	178.9	82.9	12.4	36.0	8.2	4.2	8.2	14.0	3.0	18.2	87.0	109.8	562.8
31	1994	167.2	118.0	151.6	59.8	5.3	0.0	0.0	0.0	12.4	52.6	13.2	158.6	738.7
32	1995	98.9	79.5	80.0	7.2	4.2	0.0	0.0	0.0	12.2	24.2	18.2	51.6	376.0
33	1996	117.6	69.3	44.4	69.3	12.1	0.0	0.0	21.6	9.3	52.5	49.3	33.0	478.4
34	1997	82.7	100.0	97.6	3.3	2.9	0.0	0.0	21.3	18.1	13.5	108.9	97.8	546.1
35	1998	126.3	98.7	38.2	21.6	1.0	3.0	0.0	1.0	13.5	63.8	55.2	55.3	477.6
36	1999	93.2	113.9	44.3	28.3	4.9	3.7	2.6	0.0	30.9	17.7	44.0	111.0	494.5
37	2000	159.8	105.4	58.7	2.2	9.1	3.7	0.0	2.0	4.4	41.6	11.0	70.0	467.9
38	2001	211.2	136.4	152.2	19.9	12.1	0.0	19.4	5.6	8.0	50.0	77.4	102.0	794.2
39	2002	90.6	161.4	106.1	35.8	6.6	4.3	46.6	33.0	10.9	39.4	91.6	127.9	754.2
40	2003	114.4	108.7	110.7	15.8	4.4	6.8	0.0	23.6	4.0	31.7	18.3	120.9	559.3
41	2004	149.9	109.2	95.6	15.8	2.0	16.4	10.3	6.9	32.5	25.9	43.0	94.3	601.8
42	2005	127.0	76.9	69.1	29.6	0.0	0.0	1.5	3.7	4.1	18.0	50.5	58.6	439.0
43	2006	170.7	82.2	125.0	34.5	0.0	30.0	0.0	14.3	5.2	42.7	69.7	117.1	691.4
44	2007	102.7	55.8	135.8	42.1	7.6	0.0	1.7	0.0	4.9	32.7	66.9	83.3	533.5
45	2008	154.3	151.5	61.5	8.5	5.9	3.6	0.7	3.2	9.8	46.8	64.1	133.9	643.8
46	2009	89.9	89.4	66.2	14.1	0.2	0.0	3.1	0.8	20.4	8.2	117.9	125.3	535.5
47	2010	276.4	68.4	236.2	195.6	25.5	8.0	1.0	15.1	19.9	30.1	88.3	18.7	983.2
48	2011	100.7	170.6	109.2	32.9	6.8	7.0	8.6	0.6	20.6	25.8	48.0	140.5	671.3
N° Datos		48	48	48	48	48	48	48	48	48	48	48	48	48
Media		127.8	111.4	98.6	42.6	8.4	5.5	5.3	7.2	15.1	31.7	54.3	72.9	580.9
Desv. Estándar		62.2	60.6	59.8	39.5	10.7	8.1	8.3	8.2	13.5	22.6	35.4	41.2	183.4
Coef. Variación		48.6	54.4	60.6	92.7	126.9	146.8	157.0	114.2	89.4	71.3	65.3	56.5	31.6
Prec. Max.		276.4	291.2	236.2	195.6	49.5	38.4	46.6	33.0	73.2	108.1	129.3	158.6	983.2
Prec. Min.		5.1	28.7	6.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.1	5.0	11.8	190.5

Fuente: SENAMHI, estaciones de Kayra, Urubamba, Pisac y Calca, desde el año 1964 al 2011

Tabla N° 3.10 Registro de precipitación Calca

ESTACION METEOROLOGICA Calca														
	AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	TOTAL
1	1964	74.5	74.0	94.0	27.0	12.0	0.0	0.0	5.0	19.0	24.5	41.0	38.0	409.0
2	1965	106.5	18.5	83.0	31.0	3.0	0.0	0.0	0.0	14.0	27.0	82.0	105.0	470.0
3	1966	71.9	141.5	54.4	8.1	33.9	0.0	0.0	1.0	40.0	76.6	104.4	39.0	570.8
4	1967	62.5	88.0	108.0	28.8	3.5	3.0	22.5	3.0	34.8	62.7	70.0	114.0	600.8
5	1968	106.7	124.5	76.5	10.5	0.0	5.0	28.0	8.7	11.0	25.0	71.0	58.1	525.0
6	1969	100.5	32.3	57.1	12.8	0.0	5.5	10.0	4.5	10.0	14.5	74.8	78.8	400.8
7	1970	113.9	100.3	108.7	45.7	3.0	0.0	2.0	2.0	14.0	20.3	54.0	37.0	500.9
8	1971	100.7	119.4	101.8	21.0	0.0	0.0	0.0	3.0	24.0	20.3	30.0	88.5	508.7
9	1972	133.8	53.1	85.6	28.0	0.0	0.0	2.0	15.2	31.8	0.0	41.0	89.0	479.5
10	1973	154.0	26.6	51.1	14.6	7.2	0.0	2.3	0.0	0.0	3.8	2.0	85.4	347.0
11	1974	111.2	114.6	124.8	57.0	1.0	20.4	2.0	52.8	3.0	33.8	47.4	82.4	650.4
12	1975	112.8	134.6	84.8	81.8	28.2	3.0	0.0	2.0	12.4	37.8	86.9	118.2	702.5
13	1976	97.4	91.6	118.8	85.2	18.5	98.0	1.0	1.5	23.0	8.7	32.8	70.8	647.3
14	1977	125.4	112.8	58.2	86.2	0.0	0.0	0.0	7.4	17.8	47.5	115.2	48.2	618.7
15	1978	104.1	101.6	44.4	15.4	5.1	0.0	0.0	0.0	1.4	82.1	42.8	51.4	448.3
16	1979	55.1	80.8	18.8	3.0	0.0	0.0	0.0	0.0	8.8	23.0	28.0	54.0	271.5
17	1980	128.0	105.0	89.0	45.0	0.0	1.0	1.0	0.0	1.0	58.0	86.0	80.0	594.0
18	1981	125.0	118.0	56.0	30.0	0.0	1.0	0.0	0.0	2.0	48.0	70.0	99.0	549.0
19	1982	129.0	149.0	128.0	70.0	3.0	59.0	1.0	32.0	68.0	4.0	26.0	133.0	802.0
20	1983	122.0	78.0	67.0	9.0	2.0	47.0	1.0	0.0	2.0	62.0	85.0	98.0	573.0
21	1984	138.0	121.0	81.0	22.0	0.0	1.0	1.0	2.0	49.0	65.0	72.0	89.0	641.0
22	1985	110.0	75.0	42.0	1.0	5.0	96.0	1.0	1.0	0.0	24.0	78.0	104.0	537.0
23	1986	108.0	56.0	41.0	34.0	2.0	0.0	7.0	1.0	1.0	37.0	57.0	74.0	418.0
24	1987	148.0	80.0	41.3	0.0	0.0	6.5	16.0	0.0	18.0	35.5	91.5	134.5	571.3
25	1988	114.0	98.5	160.5	65.5	0.0	0.0	0.0	0.0	4.5	12.0	48.0	81.0	584.0
26	1989	130.9	87.0	114.5	74.0	14.2	11.5	0.0	2.0	0.0	47.5	56.0	71.0	608.6
27	1990	118.0	88.0	59.8	36.0	0.0	17.2	0.0	10.0	6.0	49.0	31.5	68.0	483.5
28	1991	130.2	191.0	149.0	57.0	0.0	19.0	0.0	0.0	4.0	92.0	119.2	109.0	870.4
29	1992	25.0	54.5	59.5	0.0	0.0	33.0	0.0	32.5	0.0	32.0	80.0	65.5	382.0
30	1993	156.5	113.5	51.0	38.0	0.0	12.0	10.0	35.0	9.0	42.0	75.0	112.0	654.0
31	1994	156.0	134.0	102.5	64.0	3.5	0.0	0.0	0.0	18.0	41.0	36.0	161.5	716.5
32	1995	65.5	71.5	98.0	14.0	2.0	2.0	2.0	0.0	33.0	30.0	52.0	79.0	449.0
33	1996	151.0	97.0	63.0	35.5	5.0	0.0	0.0	14.0	6.0	49.0	47.0	93.0	560.5
34	1997	72.2	119.0	129.0	18.0	0.0	0.0	0.0	13.6	12.0	11.0	95.0	91.0	560.8
35	1998	85.0	91.5	39.5	17.0	4.0	5.0	0.0	1.5	0.0	42.5	59.5	53.5	399.0
36	1999	79.0	121.0	94.0	7.0	1.0	3.0	0.0	0.0	70.0	50.0	84.0	56.0	565.0
37	2000	135.0	122.0	166.0	35.0	1.0	7.0	1.0	1.0	0.0	44.0	48.0	87.0	647.0
38	2001	95.0	83.0	166.0	48.0	0.0	0.0	4.0	0.0	16.0	33.0	39.0	79.0	563.0
39	2002	108.0	134.0	122.0	19.0	0.0	1.0	1.0	1.0	8.0	34.0	79.0	78.0	585.0
40	2003	147.0	134.0	189.0	81.0	0.0	39.0	0.0	4.0	27.0	15.0	71.0	74.0	781.0
41	2004	147.0	137.0	34.0	4.0	1.0	13.0	40.0	55.0	5.0	21.0	29.0	84.0	570.0
42	2005	87.0	101.0	113.0	3.0	0.0	1.0	0.0	3.0	6.0	36.0	59.0	40.0	449.0
43	2006	142.0	80.0	130.0	49.0	0.0	4.0	0.0	5.0	5.0	15.0	43.0	77.0	550.0
44	2007	145.0	91.0	62.0	42.0	0.0	0.0	4.0	1.0	1.0	5.0	58.0	47.0	456.0
45	2008	97.0	110.0	57.0	3.0	1.0	3.0	0.0	0.0	15.0	49.0	78.0	68.0	481.0
46	2009	118.0	125.0	110.0	12.0	0.0	0.0	1.0	0.0	3.0	47.0	85.0	73.0	574.0
47	2010	154.0	26.6	51.1	14.6	7.2	0.0	2.3	0.0	0.0	3.8	2.0	85.4	347.0
48	2011	105.9	103.3	99.3	36.5	6.7	17.0	5.9	3.5	20.5	37.9	57.9	86.9	581.3
N° Datos		48	48	48	48	48	48	48	48	48	48	48	48	48
Media		112.6	98.1	88.2	32.1	3.6	11.1	3.5	6.8	14.1	35.0	60.9	81.0	547.0
Desv. Estándar		29.8	34.4	39.8	25.1	7.0	22.2	7.9	13.0	16.5	21.2	26.2	26.3	119.6
Coef. Variación		26.5	35.0	45.1	78.3	193.4	199.8	223.2	192.2	117.2	60.5	43.0	32.4	21.9
Prec. Max.		156.5	191.0	189.0	86.2	33.9	98.0	40.0	55.0	70.0	92.0	119.2	161.5	870.4
Prec. Min.		25.0	18.5	18.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.0	37.0	271.5

Fuente: SENAMHI, estaciones de Kayra, Urubamba, Pisac y Calca, desde el año 1964 al 2011

3.2.2.10 Demanda hídrica

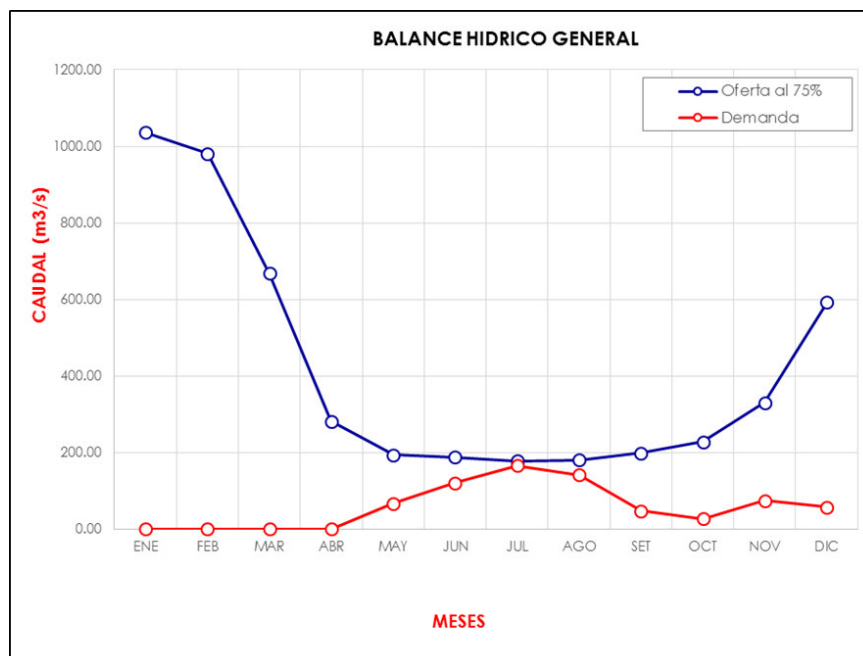
La implementación del proyecto surge por la necesidad de los pobladores de la zona, para hacerle frente a la actual situación de extrema pobreza que atraviesan, la cual puede revertirse con la implementación de sistemas de riego que les permita organizarse y reactivar la producción agrícola de terrenos aptos para riego, fortaleciendo la cédula de cultivo actual. Para cuantificar el requerimiento de agua; se ha tenido en cuenta, entre otros aspectos: cédula de cultivos, variables climatológicas de precipitación efectiva al 75% (PE 75%), evapotranspiración potencial (ETP) a nivel del proyecto, eficiencia de riego para aspersión del 60%, en los siguientes puntos de interés de la cuenca del río Pumahuanca.

Tabla N° 3.11 Balance hídrico proyecto de riego Pumahuanca

BALANCE HIDRICO						
MES	Oferta al 75%	Pumahuanca Alto	Pumahuanca Margen Derecha	Pumahuanca Margen Izquierda	Demanda	Balance
ENE	1035.98	0.00	0.00	0.00	0.00	1,035.98
FEB	981.44	0.00	0.00	0.00	0.00	981.44
MAR	668.05	0.00	0.00	0.00	0.00	668.05
ABR	281.35	0.00	0.00	0.00	0.00	281.35
MAY	193.74	4.90	40.88	21.02	66.80	126.95
JUN	187.33	9.24	74.32	36.60	120.16	67.17
JUL	178.06	12.86	102.37	50.17	165.39	12.67
AGO	180.04	12.66	79.20	49.72	141.58	38.46
SET	198.73	3.75	27.71	15.96	47.42	151.31
OCT	227.19	1.86	15.52	8.94	26.31	200.88
NOV	330.13	5.67	44.91	22.80	73.38	256.76
DIC	591.77	4.41	34.90	17.18	56.49	535.28

Fuente: SENAMHI, estaciones de Kayra, Urubamba, Pisac y Calca, desde el año 1964 al 2011

Gráfico N° 3.8 Balance hídrico proyecto de riego Pumahuanca



Fuente: SENAMHI, estaciones de Kayra, Urubamba, Pisac y Calca, desde el año 1964 al 2011

3.2.3 Datos agronómicos de la zona de aplicación

La Subcuenca Pumahuanca, el área de estudio está ubicada en la ciudad de Urubamba, Distrito de Urubamba, y se ubica entre los 2850 -3200 msnm.

La quebrada Pumahuanca tiene una longitud aproximada de 11.51 Km y un pendiente promedio aproximada de 14%. Esta quebrada se inicia por la confluencia de dos quebradas Sutoc y Pumahuanca, que se inician en el nevado del mismo nombre. En su recorrido se pueden reconocer los sitios denominados Jajapunco y Pumahuanca (Ahuanmanca). (INDECI).

3.2.3.1 Producción agrícola sin y con proyecto

El ámbito de estudio, se caracteriza por presentar en forma predominante una economía mixta dependiendo de las plantaciones anuales como papa siembra grande, papa siembra temprana (mahuay), maíz grano, maíz choclo, hortalizas, y frutales; entre otras, el área de la zona presenta un agro ecosistema favorable por las condiciones de clima, suelo, agua y el recurso humano, que harán posible el planteamiento de un desarrollo agrícola sostenible bajo riego. La actividad pecuaria basada en la crianza de animales mayores es complementaria a la agricultura, y su desarrollo es aún incipiente donde la producción en su totalidad es destinada para venta al mercado y autoconsumo.

El presente estudio se realizó mediante diversas técnicas, información y datos relacionados con la gestión Integrada de los Recursos Hídricos GIRH del sistema de riego a plantear, análisis de metodología propuesta para la definición de parámetros e instrumentos de indicadores de la Matriz de Planificación del Proyecto.

El procedimiento general empleado para la evaluación y realización del estudio, comprende:

a.- información utilizada

- 1) Revisión de material de fuente secundaria: Documentos de la MP Urubamba, documentos de la Comunidad participante, Expedientes Técnicos de Proyectos existentes en la zona.
- 2) Recojo de información de campo (determinación de caudales de agua, áreas bajo riego, determinación de la cedula de cultivo, Rendimientos, precios en chacra, destino de la producción, etc.).
- 3) Talleres de diagnóstico rural participativo (DRP), realizados en las diferentes reuniones realizadas con la población participante.
- 4) Encuestas a participantes seleccionados a través de un muestreo dirigido.
- 5) GRO, uso del último Censo Agropecuario.

b.- Método aplicado

El procedimiento indicado ha permitido identificar el problema principal, las causas y la propuesta de solución, para la formulación del proyecto considerando la cedula de cultivos claves de la zona, se plantea con el proyecto mejorar los rendimientos de los cultivos, con el empleo de insumos de producción agrícola, siendo uno de ellos el recurso hídrico disponible, capacitación en buenas prácticas agrícolas, y el manejo adecuado de la cosecha y postcosecha.

Los cálculos realizados para el presente estudio se han realizado con el CENAGRO (Censo Agropecuario) y con las áreas cultivadas obtenidas del ArGis, de la Clasificación de Suelos por su Uso Actual, que en la subcuenca Chicon hacen un total de 457 ha.

3.2.3.2 Características físico químico e hidrodinámico de los suelos

En el siguiente cuadro presentamos la información de campo y procesada en un laboratorio especializado para obtener la clasificación del suelo y las constates hídricas

Tabla N° 3.12 Características físico químicas de los suelos

SERIE	N° DE CALI - CATA	HORIZONTE	PROFUNDIDAD (cm)	PE	ANÁLISIS MECÁNICO (%)			CLASE TEXTURAL	CONSTANTES HÍDRICAS				
					Arena	Limo	Arcilla		Da gr/cc	Dr gr/cc	HE %	PMP %	CC %
Ccorca Ayllu	1	Ap	0 - 60	Profundo	73	24	3	Are-Fr	1.547	2.408	19.58	10.56	19.57
		C1	60 - 90		69	22	9	Fr-Are	-	-	-	-	-
		C2	90 - +		67	26	7	Fr-Are	-	-	-	-	-
	2	Ap	0 - 60	Profundo	64	31	5	Fr-Are	1.522	2.388	23.38	12.15	22.52
		C1	60 - 90		59	35	6	Fr-Are	-	-	-	-	-
Rumaray	3	Ap	0 - 40	Moderadamente profundo	76	20	4	Are-Fr	1.564	2.390	17.61	9.74	18.05
		C1	40 - 60		67	28	5	Fr-Are	-	-	-	-	-
Ccorimarca	4	Ap	0 - 45	Moderadamente profundo	73	25	2	Are-Fr	1.556	2.445	19.76	10.63	19.71
		C1	45 - 90		79	18	3	Are-Fr	-	-	-	-	-
Totora	5	Ap	0 - 20	Superficial	77	17	6	Fr-Are	1.562	2.436	21.19	11.23	20.82
		C1	20 - 60		84	14	2	Are-Fr	-	-	-	-	-
T'allamayo	6	Ap	0 - 40	Moderadamente profundo	66	24	10	Fr-Are	1.552	2.431	20.13	10.70	19.71
		C1	40 - 70		69	23	8	Fr-Are	-	-	-	-	-

Fuente: Análisis Físico, Químico e Hidrodinámico en Laboratorio de Química UNSAAC y trabajo de campo, mayo – 2012

3.2.3.3 Funciones matemáticas y coeficientes de determinación (r²) de las pruebas de infiltración

Tabla N° 3.13 Pruebas de infiltración

SERIE	CALICATA	LAMINA INFILTRADA ACUMULADA	VELOCIDAD DE INFILTRACION INSTANTANEA	VELOCIDAD DE INFILTRACION PROMEDIO	TIEMPO Y VELOCIDAD DE INFILTRACION BASICA			CLASE DE VELOCIDAD DE INFILTRACION
		D = cm/hora	I = cm/hora	Ip = cm/hora	Tb minutos	lb cm/h	r ²	
Totora	1	0.34	-0.66	-0.66				
		A = 44,00 To	I = 902,87 To	Ip = 2640,04 To	394.81	17.67	0.82	rápida
	2	0.36	-0.64	-0.64				
		A = 8,54 To	I = 182,19 To	Ip = 512,27 To	386.61	3.92	0.96	moderada
	3	0.55	-0.44	-0.44				
		A = 7,39 To	I = 170,34 To	Ip = 443,52 To	271.75	19.16	0.82	rápida
	4	0.56	-0.45	-0.45				
		A = 5,08 To	I = 242,64 To	Ip = 304,76 To	264.64	14.55	0.62	rápida
Ccorca Ayllu	5	0.49	-0.51	-0.51				
		A = 1,57 To	I = 45,93 To	Ip = 94,21 To	307.51	2.44	0.85	moderada
Rumaray	6	0.16	-0.84	-0.84				
		A = 32,41 To	I = 313,94 To	Ip = 1944,36 To	503.12	1.70	0.94	moderadamente lenta
	7	0.19	-0.81	-0.81				
		A = 83,19 To	I = 944,46 To	Ip = 4985,20 To	486.33	6.27	0.98	moderadamente rápida
	8	0.24	-0.76	-0.76				
		A = 24,57 To	I = 352,64 To	Ip = 1473,92 To	456.45	3.34	0.95	moderada
	9	0.52	-0.48	-0.48				
		A = 4,32 To	I = 134,11 To	Ip = 259,34 To	289.72	8.68	0.81	moderadamente rápida
Ccorimarca	10	0.40	-0.60	-0.60				
		A = 14,90 To	I = 359,20 To	Ip = 894,00 To	358.92	10.64	0.95	moderadamente rápida

Fuente: Elaboración Propia

3.2.3.4 Datos del cultivo en el sector de riego alto de Pumahuanca.

Tabla N° 3.14 Datos del cultivo Maíz

Descripción	Parametros Tecnicos	PUMAHUANCA ALTO	
		Parte Alta	Parte Baja
		1	2
Area Neta	A (ha)	3.71	8.65
Método de Riego	RIEGO (Método)	Aspersión	Aspersión
Eficiencia de conducción		98.0%	98.0%
Eficiencia de distribución		98.0%	98.0%
Eficiencia de aplicación		70.0%	70.0%
Mes de Máxima Demanda	Mes _{máx. dem.}	Agosto	Agosto
Número Días Mes Max Demanda	Nº d (días)	31	31
Coefficiente de cultivos	Kc	1.00	1.00

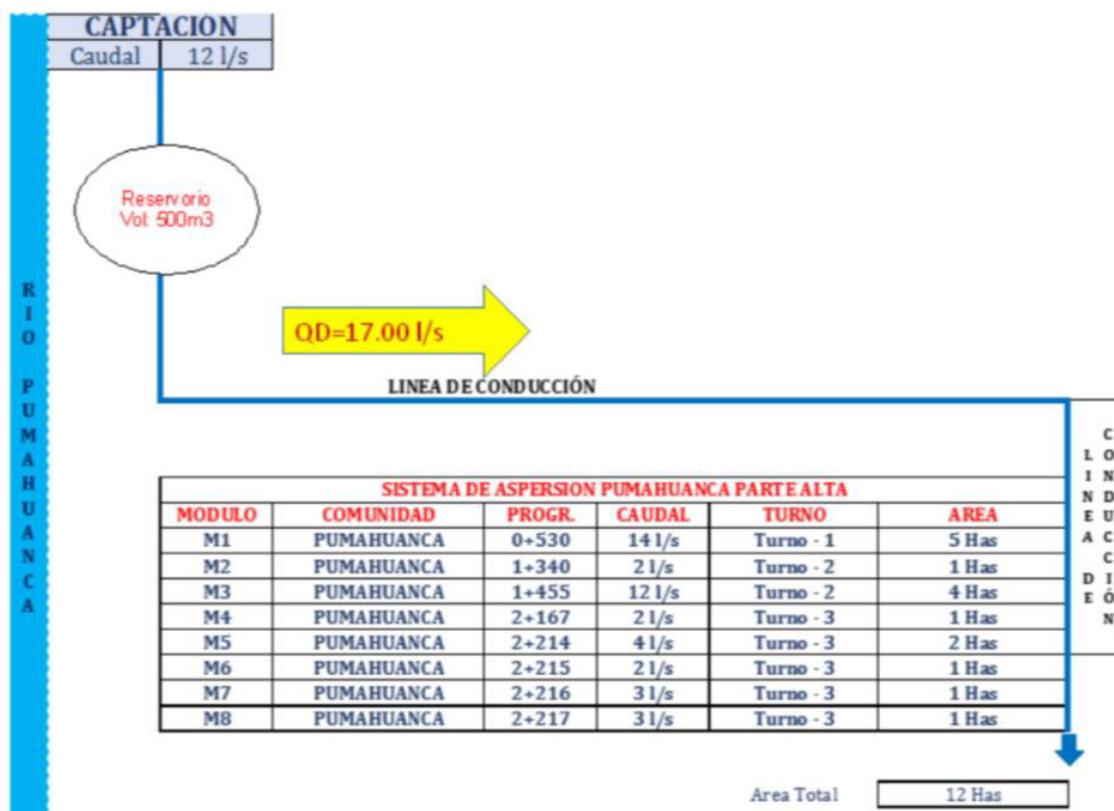
Fuente: Elaboración propia

3.2.4 Datos Hidráulicos de la zona de aplicación

3.2.4.1 Esquema hidráulico Pumahuanca parte alta

En el siguiente gráfico, presentamos el esquema hidráulico para el diseño hidráulico del sistema de riego por aspersión en la zona de estudio.

Figura N° 3.3 Esquema hidráulico de la zona de estudio



Fuente: Elaboración propia

3.2.4.2 Datos necesarios para el cálculo hidráulico

Tabla N° 3.15 Datos para el cálculo hidráulicos

Descripción	Parametros Tecnicos	PUMAHUANCA ALTO	
		Parte Alta	Parte Baja
		1	2
Tiempo solicitado por cambio de posición	(min)	30.00	0.00
Jornada de Riego	Jr (h)	16.00	16.00
Disposición Espacial (Marco de Riego)	Disposición _{sist.}	Cuadrado	Cuadrado
		11x11	14 x 14
Pendiente Terreno Longitudinal	S _{terreno} (%)	8.00%	8.33%
Reducción de Pluvimetría por Pendiente	Red _{pluv.} x S	40%	40%
Velocidad del Viento	v _{viento} (m/s)	5.27	5.27
Porcentaje de Espaciamento entre Laterales	EL = "X _t " % f H°	50%	50%
Porcentaje de Espaciamento entre Aspersores	EA = "X _t " % f H°	50%	50%
Humedad relativa máxima	H R _{máx.} (%)	76.35	76.35
Temperatura Máxima Mensual	TMM _{máx.} (°C)	15.58	15.58
% de Pérdidas por Evaporacion	e	5.00%	5.00%
Coefficiente de Uniformidad	C.U.	96.00%	96.00%

Fuente: Elaboración propia

3.2.5 Datos del caudal de la obra de captación de la zona de aplicación

La estimación teórica de los caudales medios mensuales se desarrolló empleando el método matemático estocástico “Precipitación Esguerrimiento”, utilizando el modelo Marcoviano del tipo I “Generación de Caudales en la Sierra Peruana”, desarrollada en 1980 por la Misión Técnica Alemana, como parte de un convenio con el Programa Nacional de Pequeñas y Medianas Irrigaciones.

Este método genera caudales para periodos extendidos, empleando la información de precipitación previamente analizada y las características físicas de las cuencas; así como la utilización de las fórmulas empíricas del modelo, dado como producto la información básica para la Generación de Caudales para el año promedio.

A continuación, se muestran los registros de caudales medios mensuales generados para cada punto de análisis de la sub cuenca del río Pumahuanca.

Tabla N° 3.16 Datos de caudales medios mensuales

MEJORAMIENTO DEL SISTEMA DE RIEGO EN 08 SECTORES DE LA MICROCUENCA DE PUMAHUANCA-DISTRITO DE URUBAMBA, PROV URUBAMBA –CUSCO															
CAUDALES MEDIOS MENSUALES GENERADOS SUB CUENCA CAPT. PROYECTADO m³/s															
Cuenca	SUB CUENCA CAPT. PROYECTADO					Latitud	131347	S	Departamento					Cusco	
Sectores	SUB CUENCA CAPT. PROYECTADO					Longitud	7274	W	Provincia					Urubamba	
Area	45.73 Km²					Altitud	4190.5	msnm	Distrito					Urubamba	
Nº	AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	TOTAL	
1	1964	0.703	0.5835	1.0345	0.2914	0.2054	0.19	0.1797	0.1788	0.2144	0.3098	0.3022	0.2971	4.4898	
2	1965	1.0496	0.4775	0.9029	0.4451	0.2066	0.192	0.1818	0.1793	0.2235	0.2296	0.3361	1.3072	5.7312	
3	1966	0.7013	1.3746	0.4269	0.232	0.2342	0.1919	0.1833	0.1848	0.2671	0.5158	0.5894	0.3768	5.2781	
4	1967	0.3851	1.1081	1.0325	0.2938	0.2003	0.183	0.2206	0.1881	0.2244	0.3196	0.4941	0.842	5.4916	
5	1968	1.2606	1.5788	0.6157	0.288	0.1938	0.1954	0.2395	0.1984	0.2018	0.2324	0.8764	0.3216	6.2024	
6	1969	1.3506	0.5159	0.6395	0.2839	0.193	0.1961	0.1867	0.192	0.2034	0.2071	0.3583	0.6386	4.9651	
7	1970	1.5282	1.7258	0.7497	0.4129	0.2054	0.1942	0.1795	0.1779	0.2677	0.3394	0.2911	1.3247	7.3965	
8	1971	1.5189	2.5928	0.8983	0.3218	0.1878	0.1795	0.1771	0.1838	0.1978	0.2771	0.2637	0.841	7.6396	
9	1972	1.7903	0.5997	0.8675	0.2968	0.1904	0.1831	0.1915	0.2074	0.2261	0.186	0.3271	0.9096	5.9755	
10	1973	2.9009	1.5776	1.0696	0.4439	0.2188	0.1986	0.1951	0.1955	0.2026	0.2367	0.3811	1.0635	8.6839	
11	1974	1.2881	2.1664	1.6155	0.4723	0.2193	0.2231	0.1899	0.2697	0.2094	0.229	0.2944	0.908	8.0851	
12	1975	1.1721	1.8454	0.6339	0.555	0.2735	0.2014	0.1877	0.1953	0.2258	0.2701	0.4108	1.6452	7.6162	
13	1976	1.3543	0.6938	1.4162	0.4981	0.2532	0.269	0.1843	0.1813	0.2301	0.2002	0.3139	0.6483	6.2427	
14	1977	1.3089	1.3379	0.6719	0.4728	0.2038	0.1969	0.1856	0.185	0.2204	0.3193	1.114	0.3913	6.6078	
15	1978	2.2198	1.4992	0.5429	0.3586	0.2186	0.1968	0.1796	0.1847	0.1993	0.2388	0.3984	0.8753	7.112	
16	1979	1.4788	1.424	0.9894	0.3185	0.1984	0.1875	0.1856	0.1878	0.211	0.2142	0.3504	0.462	6.2076	
17	1980	0.9394	1.5052	1.7336	0.4521	0.213	0.1907	0.1882	0.195	0.2178	0.3042	0.3597	0.5256	6.8245	
18	1981	1.0568	1.3344	0.6439	0.2971	0.2027	0.1918	0.1845	0.1898	0.2138	0.4835	0.9042	1.1492	6.8517	
19	1982	2.1048	1.1772	1.72	0.9433	0.2519	0.2359	0.1816	0.2009	0.2536	0.2264	0.4898	0.5747	8.3601	
20	1983	0.5826	0.4329	0.2883	0.2195	0.1916	0.2157	0.1964	0.1909	0.198	0.2373	0.3406	0.5121	3.6059	
21	1984	1.3369	1.5942	0.9659	0.3842	0.2005	0.1942	0.1861	0.1939	0.2071	0.615	0.5532	0.5871	7.0183	
22	1985	1.5245	1.7104	1.1091	0.3356	0.2027	0.2504	0.1805	0.1819	0.2121	0.4057	1.0126	0.9243	8.0498	
23	1986	0.5753	0.8018	0.8548	0.3681	0.2042	0.1847	0.1887	0.1874	0.1957	0.2163	0.3385	0.4361	4.5516	
24	1987	2.5861	0.9	0.3149	0.2014	0.1842	0.2056	0.1981	0.1789	0.2033	0.2309	0.7727	0.9954	6.9615	
25	1988	1.457	1.0449	2.1832	0.699	0.2277	0.1953	0.182	0.1768	0.2042	0.2118	0.2562	0.8038	7.6419	
26	1989	1.5235	1.2389	1.3276	0.4454	0.2204	0.2078	0.1879	0.1904	0.2083	0.2911	0.3069	0.5654	6.7136	
27	1990	1.4187	0.901	0.3423	0.3674	0.2025	0.2527	0.1781	0.1911	0.2032	0.3796	0.5083	0.7166	5.6615	
28	1991	0.9007	2.1208	1.2066	0.4007	0.199	0.2013	0.1842	0.1842	0.1971	0.4065	0.8529	0.7506	7.6046	
29	1992	0.7782	0.7056	0.4574	0.2282	0.1863	0.248	0.1824	0.2224	0.1906	0.2486	0.6744	0.3491	4.4712	
30	1993	2.2333	1.207	0.4168	0.2863	0.214	0.1911	0.1947	0.2104	0.2018	0.2499	0.8493	1.6854	7.94	
31	1994	1.7177	1.82	1.7407	0.5021	0.2161	0.1961	0.1855	0.1752	0.2111	0.3225	0.2508	1.9012	9.239	
32	1995	0.9767	0.7281	0.8718	0.2653	0.1855	0.1866	0.1723	0.1749	0.2175	0.2373	0.3522	0.7359	5.1041	
33	1996	1.4848	0.9592	0.4608	0.3693	0.2088	0.1878	0.1772	0.2033	0.2058	0.3311	0.3587	0.7467	5.6935	
34	1997	0.9146	1.5591	1.2791	0.3154	0.1904	0.1898	0.1738	0.2028	0.2117	0.211	1.3732	1.205	7.8259	
35	1998	1.0319	1.2133	0.3201	0.2272	0.1912	0.1867	0.1768	0.1758	0.1921	0.2917	0.3913	0.3851	4.7832	
36	1999	0.9786	1.4719	0.7028	0.275	0.2017	0.1989	0.1809	0.1746	0.2967	0.2455	0.4226	1.0766	6.2258	
37	2000	2.2441	1.5823	1.3036	0.3033	0.1967	0.1949	0.1735	0.1878	0.1962	0.3453	0.245	0.678	7.6507	
38	2001	1.7543	1.7293	1.997	0.398	0.2087	0.1799	0.1954	0.1878	0.2147	0.3096	0.5339	0.7707	8.4793	
39	2002	1.3283	2.1933	1.2786	0.3566	0.2092	0.1882	0.2441	0.1953	0.197	0.3699	0.7238	1.3695	8.6538	
40	2003	1.672	1.5375	1.9233	0.4625	0.2036	0.218	0.1828	0.2067	0.1982	0.2259	0.2811	1.0717	8.1833	
41	2004	1.964	1.5521	0.6172	0.2493	0.1902	0.2139	0.2176	0.2169	0.2171	0.2333	0.3039	0.8047	6.7802	
42	2005	1.0789	1.2396	0.9624	0.2985	0.1979	0.1782	0.1769	0.1762	0.1978	0.219	0.407	0.5613	5.6937	
43	2006	2.0428	1.3378	1.4274	0.395	0.19	0.1961	0.1795	0.1955	0.2032	0.3034	0.4679	1.1209	8.0595	
44	2007	1.3128	0.7451	1.0055	0.4627	0.2168	0.1903	0.1896	0.1724	0.1873	0.2492	0.5138	0.6145	5.86	
45	2008	1.3204	1.5272	0.5725	0.2336	0.1942	0.1933	0.1791	0.1866	0.1966	0.3123	0.729	1.2985	6.9433	
46	2009	1.1745	1.2486	0.7699	0.2666	0.1888	0.1808	0.1827	0.1788	0.2019	0.2242	0.9686	0.9011	6.4865	
47	2010	2.5834	0.9518	1.5729	0.7694	0.2592	0.204	0.1829	0.1891	0.2162	0.213	0.3201	0.6499	8.1119	
48	2011	1.0595	1.8684	1.2358	0.388	0.2019	0.2071	0.1979	0.1793	0.2318	0.2569	0.3947	1.1673	7.3886	
Nº Datos	48	48	48	48	48	48	48	48	48	48	48	48	48	48	48
Media	1.4097417	1.3133313	0.9940146	0.3781458	0.2073771	0.2007146	0.1881125	0.1908917	0.2130063	0.2858958	0.5074646	0.8434625	6.73215833		
Q (75%)	1.0357197	0.9817705	0.6680695	0.2814943	0.1941214	0.1870482	0.1781754	0.1799275	0.1987328	0.2270852	0.3305965	0.5922341	5.84450099		
Desv. Estandar	0.5545173	0.4915652	0.4832395	0.1432936	0.0196525	0.0202614	0.0147325	0.0162552	0.0211615	0.0871915	0.262221	0.3724661	1.31602275		
Q. Max.	2.9009	2.5928	2.1832	0.9433	0.2735	0.269	0.2441	0.2697	0.2967	0.615	1.3732	1.9012	9.239		
Q. Min.	0.3851	0.4329	0.2883	0.2014	0.1842	0.1782	0.1723	0.1724	0.1873	0.186	0.245	0.2971	3.6059		

Fuente: SENAMHI, estaciones de Kayra, Urubamba, Pisac y Calca, desde el año 1964 al 2011

3.2.6 Demanda Hídrica y Capacidad del Reservorio (S) de la zona de aplicación

La implementación del estudio surge por la necesidad de los pobladores de la zona, para hacerle frente a la actual situación de extrema pobreza que atraviesan, la cual puede revertirse con la implementación de sistemas de riego que les permita organizarse y reactivar la producción agrícola de terrenos aptos para riego, fortaleciendo la cédula de cultivo actual. Para cuantificar el requerimiento de agua; se ha tenido en cuenta, entre otros aspectos: cédula de cultivos, variables climatológicas de precipitación efectiva al 75% (PE 75%), evapotranspiración potencial (ETP) a nivel del proyecto, eficiencia de riego para aspersión del 60%, en los siguientes puntos de interés de la cuenca del río Pumahuanca

Tabla Nº 3.17 Caudal requerido sector parte alta

SECTORES	AREA (ha)	Mr (l/s/ha)	Caudal mes crítico
PUMAHUANCA SECTOR PARTE ALTA	12.36	0.63	7.79

Fuente: Elaboración propia

La capacidad del reservorio para el sistema de riego por aspersión es de 300 m³.

CAPITULO IV

CALCULO AGRONOMICO E HIDRAULICO

4.1.- CALCULO AGRONÓMICO

4.1.1 Pumahuanca Alto – Parte Alta.

Cultivo: Maíz

Profundidad radicular (Zr)	:	1.35 m.
Profundidad radicular efectiva (Zre)	:	0.60 m.
Estructura del suelo	:	Franco-Arcilloso-Arenoso
Densidad aparente (da)	:	1.54 g/cm³
Capacidad de campo (CC)	:	19.97 %

Punto de marchitez permanente (PMP)	:	10.78 %
Nivel de aprovechamiento permisible (NAP o n)	:	0.60
Área neta de riego (A)	:	3.71 ha.
Método de riego	:	Aspersión
Eficiencia de conducción (Efc)	:	98.0 %
Eficiencia de distribución (Efd)	:	98.0 %
Eficiencia de aplicación (Efa)	:	70.0 %
Eficiencia de Riego ($Ef_{teórica}$).		

La eficiencia de riego teórica es el producto de tres eficiencias:

$$Ef_{teórica} (\%) = Ef_c \times Ef_d \times Ef_a$$

Donde:

Efc = Eficiencia de conducción

Efd = Eficiencia de distribución

Efa = Eficiencia de aplicación

$$Ef_{teórica} (\%) = 0.98 \times 0.98 \times 0.70 = 0.67228$$

$$Ef_{teórica} (\%) = 67.23 \%$$

Coefficiente de eficiencia (C.E.):

El coeficiente de eficiencia es igual a la eficiencia teórica calculado, por lo tanto:

$$C.E = Ef_{teórica} (\%) = 67.23 \%$$

Lamina de riego neta (Distribución logarítmica Pearson III). (Lr_n)

$$Lr_n = (n \times Zre \times da) \times \frac{(CC - PMP)}{100} \times 1000$$

Donde;

NAP o n = Nivel de aprovechamiento permisible

Zre = Profundidad radicular efectiva

Da = Densidad aparente

CC = Capacidad de campo

PMP = Punto de marchitez permanente.

Reemplazando los datos

$$Lr_n = (0.60 \times 0.60 \times 1.54) \times \frac{(19.97 - 10.78)}{100} \times 1000 = 50.95 \text{ mm}$$

Lamina de riego bruta – Lr_b

$$Lr_b = \frac{Lr_n}{C.E} \times 100$$

Reemplazando los datos calculados.

$$Lr_b = \frac{50.95}{67.23} \times 100 = 75.78 \text{ mm}$$

Dosis de riego neta - Dr_n

$$Dr_n = Lr_n \times 10$$

$$Dr_n = 50.95 \times 10 = 509.5 \text{ m}^3 / \text{ha}$$

Dosis de riego bruta – Dr_b

$$Dr_b = Lr_b \times 10$$

$$Dr_b = 75.78 \times 10 = 757.8 \text{ m}^3 / \text{ha}$$

Dosis de riego por parcela -Dr_{b(parcela)}

$$Dr_{b(parcela)} = Dr_b \times A$$

$$Dr_{b(parcela)} = 757.8 \times 3.71 = 2811.44 \text{ m}^3 / \text{parcela}$$

Mes de máxima demanda – Mes_{max.dem}

El mes de máxima demanda de agua por el cultivo es el mes de agosto.

Numero días mes máxima demanda – N°d (días)

El mes cuenta con 31 días.

Coefficiente de cultivos – Kc

El coeficiente de cultivo para el maíz Kc = 1.00

Evapotranspiración potencial – ETP

$$ETP = 80.10 \text{ mm/mes}$$

Evapotranspiración potencial real – ETPr

$$ETPr = K_c \times ETP$$

$$ETPr = 1.00 \times 80.10 = 80.10 \text{ mm/mes}$$

Precipitación efectiva al 75% de persistencia - Pe 75% (mm/mes)

$$Pe_{75\%} = 2.11 \text{ mm/mes}$$

Requerimiento de Riego Neto - RR

$$RR = ETPr \times 10$$

$$RR = 80.10 \times 10 = 801.0 \text{ m}^3 / \text{ha}$$

Requerimiento de Riego Bruto – RRb

$$RRb = \frac{RR}{Ef_{teorica} (\%)}$$

$$RRb = \frac{801.0}{0.6723} = 1191.43 \text{ m}^3 / \text{ha}$$

Consumo Diario - Cd

$$Cd = \frac{\frac{RR}{N^{\circ}d}}{10}$$

$$Cd = \frac{\frac{801.0}{31}}{10} = 2.58 \text{ mm/dia}$$

Frecuencia de Riego – Fr

$$Fr = \frac{Lr_n}{Cd}$$

$$Fr = \frac{50.95}{2.58} = 19.74 \approx 20.0 \text{ dias}$$

Número de Riegos por Mes - $N^{\circ}r_{\text{mes}}$ (#)

$$N^{\circ}r_{\text{mes}} (\#) = \frac{N^{\circ}d}{Fr}$$

$$N^{\circ}r_{\text{mes}} (\#) = \frac{31}{20} = 1.55$$

Velocidad de Infiltración Básica del Suelo - VI_b

$$VI_b = 18.50 \text{ mm/h}$$

Tiempo de Riego – Tr

$$Tr = 12 \text{ h}$$

Tiempo solicitado por cambio de posición – $T_{\text{solicitado}}$

$$T_{\text{solicitado}} = 30 \text{ min}$$

Tiempo de Riego + cambio de posición – $Tr1$

$$Tr1 = Tr + \frac{T_{\text{solicitado}}}{60}$$

$$Tr1 = 12 + \frac{30}{60} = 12.50 \text{ h}$$

Jornada de Riego - Jr

$$Jr = 16 \text{ h}$$

Elección del aspersor

Para la elección del aspersor adecuado se realiza los siguientes cálculos:

Módulo de Riego - M.R (C.F.C) (l/s/ha)

$$M.R.=\frac{(RRb\times1000)}{(N^{\circ}d\times Jr\times3600)}$$

$$M.R.=\frac{(1191.43\times1000)}{(31\times16\times3600)}=0.667\text{ l/s/ha}$$

Caudal de Diseño Total - Qd (l/seg) (HIDROLOGICO)

$$Qd=M.R.\times A$$

$$Qd=0.667\times3.71=2.47\text{ l/s}$$

Caudal Calculado del Aspersor a Seleccionar - Qaspersor (l/seg)

$$Qaspersor=\frac{Qd}{m}$$

Donde:

m = 3, Numero de aspersores por hidrante.

$$Qaspersor=\frac{2.47}{3}=0.82\text{ l/s}$$

Modelo de Aspersor:

Aspersor (marca-modelo) - VYR – 802

Número de Boquillas del Aspersor - N° boq._{Asp.} (#)

$$N^{\circ}\text{ boq.}_{\text{Asp.}}(\#)=1$$

Diámetro de Boquillas del Aspersor - Ø boquilla (mm)

$$\phi\text{boquilla}=4.00\text{ mm}$$

Caudal del Aspersor - Q_{Asp.} (l/h)

$$Q_{\text{Asp.}}=850.0\text{ l/h}$$

Caudal del Aspersor - Q_{Asp.} (l/s)

$$Q_{\text{Asp.}}=0.24\text{ l/s}$$

Diámetro Húmedo del Aspersor - Ø H° (m)

$$\varnothing H^{\circ} = 23.0 \text{ m}$$

Alcance del Aspersor - Alcance_{asp.} (m)

$$\text{Alcance}_{\text{asp.}} = \frac{\varnothing H^{\circ}}{2}$$

$$\text{Alcance}_{\text{asp.}} = \frac{23.0}{2} = 11.5 \text{ m}$$

Presión de Funcionamiento del Aspersor - P_{func.} (bares)

$$P_{\text{func.}} = 2.00 \text{ bares}$$

Presión de Funcionamiento del Aspersor – m.c.a

$$P_{\text{func.}} = (2.00 \text{ bares}) \times (10.33) = 20.66 \text{ m.c.a}$$

Marco de riego:

Disposición Espacial (Marco de Riego) - Disposición_{sist.}

La disposición del sistema de riego por aspersión para el marco de plantación será de forma cuadrada.

$$\text{Disposición}_{\text{sist.}} = 11.0 \text{ m} \times 11.0 \text{ m}$$

Espaciamiento entre Laterales - EL (m)

$$EL = \varnothing H^{\circ} \times EA$$

Donde:

$\varnothing H^{\circ}$ = Diámetro húmedo del aspersor – 23.0 m.

EA = Porcentaje de espaciamiento entre aspersores 50 %

$$EL = 23.0 \times 50\% = 11.50 \text{ m.}$$

Espaciamiento entre Aspersores – EA (m)

El espaciamiento entre aspersores será igual a la longitud de espaciamiento entre laterales.

$$EA = EL$$

$$EA = 11.50 \text{ m}$$

Número de Posiciones por Hidrante – n (posic.)

$$n=6 \text{ posic.}$$

Numero de aspersores por hidrante – m

$$m=3 \text{ aspersores por hidrante}$$

Márgenes – p

$$p=1.0 \text{ m}$$

Espaciamiento entre Hidrantes - Espaciamiento-Hidr. (m)

$$\text{Espaciamiento} - \text{Hidr.} = EL \times n$$

$$\text{Espaciamiento} - \text{Hidr.} = 11.50 \times 6 = 69.0 \text{ m}$$

Área del marco de plantación – Am (m²)

$$Am = EL \times EA \times n \times m \times p$$

$$Am = 11.50 \times 11.50 \times 6 \times 3 \times 1 = 2380.50 \text{ m}^2$$

Número de Hidrantes Totales - N° Hidr. (#)

$$N^{\circ} \text{ Hidr. (\#)} = \frac{A}{Am}$$

$$N^{\circ} \text{ Hidr. (\#)} = \frac{3.71 \times 10000}{2380.50} = 15.58 \cong 16 \text{ hidrantes}$$

Oferta Hídrica para la jornada de riego - Qo en l/s

$$Q_o = \left(\frac{A_{(neta)} \times M.R.}{Jr} \right) \times 24$$

$$Q_o = \left(\frac{3.71 \times 0.667}{16} \right) \times 24 = 3.71 \text{ l/s}$$

Caudal solicitado por un equipo móvil - Qem en l/s

$$Qem = m \times Q_{Asp.} \text{ (l/s)}$$

$$Qem = 3 \times 0.24 = 0.72 \text{ l/s}$$

Número de hidrantes en operación- N° Hidr. En op. (#)

$$N^{\circ}_{\text{Hidr. En op. (\#)}} = \frac{Q_o}{Q_{em}}$$

$$N^{\circ}_{\text{Hidr. En op. (\#)}} = \frac{3.71}{0.72} = 5.15 \approx 5 \text{ hidrantes}$$

Determinación de turnos de riego

Para la determinación de este parámetro tenemos que calcular la velocidad de infiltración ajustada, y la pluviometría del aspersor calculada y comprobar que esta última sea mayor a la primera.

Pendiente del Terreno Longitudinal - S_{terreno} (%)

$$S_{\text{terreno} (\%)} = 8\%$$

Reducción de Pluviometría por Pendiente - Red_{pluv.x S} (%)

$$\text{Red}_{\text{pluv.x S}} = 40\%$$

Velocidad de Infiltración Ajustada - VI_{b(red.x S)} (mm/h)

$$VI_{b(\text{red.x S})} = VI_b - \text{Red}_{\text{pluv.x S}} \times VI_b$$

$$VI_{b(\text{red.x S})} = 18.50 - 0.40 \times 18.50 = 11.10 \text{ mm/h}$$

Pluviometría del Aspersor Calculada - Pluv_{Asp} (mm/h)

$$\text{Pluv}_{\text{Asp}} = \frac{Q_{\text{Asp}} \left(\frac{l}{h} \right)}{(EL \times EA)}$$

$$\text{Pluv}_{\text{Asp}} = \frac{850}{(11.50 \times 11.50)} = 6.43 \text{ mm/h}$$

Condición de pluviometría, se debe cumplir la siguiente relación: $\text{Pluv}_{\text{asp}} \leq VI_{b(\text{red.})}$. Para los cálculos obtenidos vemos que: $6.43 \leq 11.10 \text{ m}$ por lo que es correcto los valores obtenidos en caso no cumpla se debe cambiar el aspersor.

Tiempo de Riego Ajustado - Tr_{ajustado} (h)

$$Tr_{ajustado} = \frac{Lr_b}{Pluv_{Asp}}$$

$$Tr_{ajustado} = \frac{75.79}{6.43} = 11.78 \approx 12.0 \text{ h.}$$

Tiempo de Cambio de Posición por el Usuario- $t_{p'}$ cambios (min)

Este parámetro será igual al tiempo solicitado por cambio de posición.

$$t_{p'} = T_{solicitado} = 30 \text{ min}$$

Tiempo total reajustado – T_{total_r} (h)

$$T_{total_r} = Tr_{ajustado} + \frac{t_{p'}}{60}$$

$$T_{total_r} = 12 + \frac{30}{60} = 12.50 \text{ h}$$

Posiciones Permitidas de Riego en un mes para un hidrante – PPm (#)

$$PP_m = \left(\frac{Fr \times Jr}{T_{total_r}} \right)$$

$$PP_m = \left(\frac{20 \times 16}{12.50} \right) = 25.6 \approx 26 \text{ Posiciones permitidas}$$

Posiciones Permitidas de Riego en un día para un hidrante - PPd (#)

$$PP_d = \frac{Jr}{T_{total_r}}$$

$$PP_d = \frac{16}{12.50} = 1.28 = 1.0 \text{ posicion permitida de riego para un hidrante}$$

Área regada por posición – A_{rp}

$$A_{rp} = \frac{\left(\frac{N^{\circ}_{\text{Hidr. En op. (\#)} \times Am}{m \times p} \right)}{10000}$$

$$A_{rp} = \frac{\left(\frac{5 \times 2380.50}{3 \times 1} \right)}{10000} = 0.40 \text{ ha}$$

Área regada en un día - A_{rd}

$$A_{rd} = PP_d \times A_{rp}$$

$$A_{rd} = 1.0 \times 0.40 = 0.40 \text{ ha}$$

Tiempo en días que solicita riego – T_{sr} (días)

$$T_{sr} = \frac{A}{A_{rd}}$$

$$T_{sr} = \frac{3.71}{0.40} = 9.27 \approx 10 \text{ dias}$$

Velocidad del Viento – V_{viento} (m/s)

$$V_{viento} = 5.27 \text{ m/s}$$

Porcentaje de Espaciamiento entre Laterales – EL (%)

$$EL = 50\%$$

Determinando EL_1 con la relación: $EL_1 = \frac{EL}{\phi H^\circ}$

$$EL_1 = \frac{11.50}{23.0} = 0.50$$

Como vemos $EL_1 \leq EL$ es correcto de lo contrario el espaciamiento entre laterales seria inadecuado.

Porcentaje de Espaciamiento entre Aspersores. - EA (%)

$$EA = 50\%$$

Determinando EA_1 con la relación: $EA_1 = \frac{EA}{\phi H^\circ}$

$$EA_1 = \frac{11.50}{23.0} = 0.50$$

Como vemos $EA_1 \leq EA$ es correcto de lo contrario el espaciamiento entre aspersores seria inadecuado.

Determinación del traslape real - Trasl_{.real} (m)

La longitud del traslape real será igual al alcance del aspersor. $\text{Trasl}_{.real} = \text{Alcance}_{asp.}$

$$\text{Trasl}_{.real} = 11.50 \text{ m}$$

Comprobando si la longitud del traslape es $\text{Trasl}_{.real} \geq EA$, es decir $11.50 \geq 11.50$ la longitud es aceptable, de lo contrario será insuficiente.

Reajustes:

Posiciones Permitidas Ajustadas - PP_{ajustado} (#)

$$PP_{ajustado} = \frac{(Fr \times Jr)}{\left(Tr_{ajustado} + \frac{t_p}{60}\right)}$$

$$PP_{ajustado} = \frac{(20 \times 16)}{\left(12 + \frac{30}{60}\right)} = 25.6 \approx 26$$

Área regada por posición - A_{rpp} - (m²)

$$A_{rpp} = \left(\frac{A}{PP_{ajustado}} \right) \times 10000$$

$$A_{rpp} = \left(\frac{3.71}{26} \right) \times 10000 = 1426.9 \text{ m}^2$$

Numero de aspersores en operación - Na_{op}

$$Na_{op} = \frac{A_{rpp}}{(EL \times EA)}$$

$$Na_{op} = \frac{1426.9}{(11.50 \times 11.50)} = 10.78 \approx 11$$

Número de hidrantes en operación – N° hidrantes_{op}

$$N^{\circ} \text{ hidrantes}_{op} = \frac{Na_{op}}{m}$$

$$N^{\circ} \text{ hidrantes}_{op} = \frac{11}{3} = 3.67 \approx 4$$

Numero de turnos – Turnos

$$Turnos = \frac{N^{\circ} \text{ Hidr. (\#)}}{N^{\circ} \text{ hidrantes}_{op}}$$

$$Turnos = \frac{16}{4} = 4$$

Posiciones reales requeridas - PR

$$PR = n \times m \times p$$

$$PR = 6 \times 3 \times 1 = 18$$

Caudal requerido en operación -Q_{r_op} (l/s)

$$Q_{r_op} = Na_{op} \times Q_{Asp.} \text{ (l/s)}$$

$$Q_{r_op} = 11 \times 0.24 = 2.64 \text{ l/s}$$

De los valores obtenidos para el numero de posiciones permitidas ajustadas (PP_{ajustado} (#)) y el número de posiciones reales requeridas (PR), se comprueba que: Si, $PP_{ajustado} \geq PR$ el proceso de cálculo está correcto. $26 \geq 18 \rightarrow \text{"Correcto"}$

Calculo de la eficiencia esperada del sistema de riego**Humedad relativa máxima - HR_{máx.} (%)**

$$HR_{maxima} = 76.35 \%$$

Temperatura Máxima Mensual - T_{MMmáx.} (°C)

$$T_{MMmáx} = 15.58 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

Velocidad del Viento Máxima - V_{viento máx.} (m/s)

Esta velocidad máxima de viento es igual al valor de la velocidad de viento registrado en campo.

$$V_{viento\max} = V_{viento} = 5.27 \text{ m/s}$$

Y en Km / h.

$$V_{viento\max} = 18.972 \text{ Km/h}$$

Porcentaje de Pérdidas por Evaporación – e (%)

Se va a considerar un porcentaje de pérdidas de e = 5 %

Porcentaje de humedad en X (%)

$$X (\%) = \left(\frac{EL}{\phi H^{\circ}} \right) \times 100$$

$$X (\%) = \left(\frac{11.50}{23.0} \right) \times 100 = 50.0$$

Porcentaje de humedad en Y (%)

$$Y (\%) = \left(\frac{EA}{\phi H^{\circ}} \right) \times 100$$

$$Y (\%) = \left(\frac{11.50}{23.0} \right) \times 100 = 50.0$$

Coefficiente de Uniformidad – CU (%)

$$CU = 96.0 \%$$

Eficiencia Esperada – Ef_e (%)

$$Ef_e = \left(1 - (1 - e) \times \left(\frac{0.5 \times CU}{2} \right) \right) \times 100$$

$$Ef_e = \left(1 - (1 - 0.05) \times \left(\frac{0.5 \times 0.96}{2} \right) \right) \times 100 = 77.2 \%$$

4.1.2 Pumahuanca Alto – Parte Baja

Cultivo: Maíz

Profundidad radicular (Zr)	:	1.35 m.
Profundidad radicular efectiva (Zre)	:	1.01 m.
Estructura del suelo	:	Franco-Arcilloso-Arenoso
Densidad aparente (da)	:	1.54 g/cm ³
Capacidad de campo (CC)	:	19.97 %
Punto de marchitez permanente (PMP)	:	10.78 %
Nivel de aprovechamiento permisible (NAP o n)	:	0.60
Área neta de riego (A)	:	8.65 ha.
Método de riego	:	Aspersión
Eficiencia de conducción (Efc)	:	98.0 %
Eficiencia de distribución (Efd)	:	98.0 %
Eficiencia de aplicación (Efa)	:	70.0 %
Eficiencia de Riego ($Ef_{teórica}$)		

La eficiencia de riego teórica es el producto de tres eficiencias:

$$Ef_{teórica} (\%) = Ef_c \times Ef_d \times Ef_a$$

Donde:

Efc = Eficiencia de conducción

Efd = Eficiencia de distribución

Efa = Eficiencia de aplicación

Los valores serán los mismo de la parte alta.

$$Ef_{teórica} (\%) = 0.98 \times 0.98 \times 0.70 = 0.67228$$

$$Ef_{teórica} (\%) = 67.23 \%$$

Coefficiente de eficiencia (C.E.):

El coeficiente de eficiencia es igual a la eficiencia teórica calculado, por lo tanto:

$$C.E = Ef_{teorica} (\%) = 67.23 \%$$

Lamina de riego neta (Distribución logarítmica Pearson III). (Lr_n)

$$Lr_n = (n \times Zre \times da) \times \frac{(CC - PMP)}{100} \times 1000$$

Donde;

NAP o n = Nivel de aprovechamiento permisible

Zre = Profundidad radicular efectiva

Da = Densidad aparente

CC = Capacidad de campo

PMP = Punto de marchitez permanente.

Reemplazando los datos

$$Lr_n = (0.60 \times 1.01 \times 1.54) \times \frac{(19.97 - 10.78)}{100} \times 1000 = 85.76 \text{ mm}$$

Lamina de riego bruta – Lr_b

$$Lr_b = \frac{Lr_n}{C.E} \times 100$$

Reemplazando los datos calculados.

$$Lr_b = \frac{85.76}{67.23} \times 100 = 127.56 \text{ mm}$$

Dosis de riego neta - Dr_n

$$Dr_n = Lr_n \times 10$$

$$Dr_n = 85.76 \times 10 = 857.6 \text{ m}^3 / \text{ha}$$

Dosis de riego bruta – Dr_b

$$Dr_b = Lr_b \times 10$$

$$Dr_b = 127.56 \times 10 = 1275.6 \text{ m}^3 / ha$$

Dosis de riego por parcela - $Dr_{b(parc)}$

$$Dr_{b(parc)} = Dr_b \times A$$

$$Dr_{b(parc)} = 1275.6 \times 8.65 = 11033.94 \text{ m}^3 / parc$$

Mes de máxima demanda – $Mes_{max.dem}$

El mes de máxima demanda de agua por el cultivo es el mes de agosto.

Numero días mes máxima demanda – $N^o d$ (días)

El mes cuenta con 31 días.

Coeficiente de cultivos – Kc

El coeficiente de cultivo para el maíz $Kc = 1.00$

Evapotranspiración potencial – ETP

$$ETP = 80.10 \text{ mm/mes}$$

Evapotranspiración potencial real – $ETPr$

$$ETPr = Kc \times ETP$$

$$ETPr = 1.00 \times 80.10 = 80.10 \text{ mm/mes}$$

Precipitación efectiva al 75% de persistencia - $Pe_{75\%}$ (mm/mes)

$$Pe_{75\%} = 2.11 \text{ mm/mes}$$

Requerimiento de Riego Neto - RR

$$RR = ETPr \times 10$$

$$RR = 80.10 \times 10 = 801.0 \text{ m}^3 / ha$$

Requerimiento de Riego Bruto – RRb

$$RRb = \frac{RR}{Ef_{teorica} (\%)}$$

$$RRb = \frac{801.0}{0.6723} = 1191.43 \text{ m}^3 / ha$$

Consumo Diario - Cd

$$Cd = \frac{\frac{RR}{N^\circ d}}{10}$$

$$Cd = \frac{\frac{801.0}{31}}{10} = 2.58 \text{ mm / dia}$$

Frecuencia de Riego – Fr

$$Fr = \frac{Lr_n}{Cd}$$

$$Fr = \frac{85.76}{2.58} = 33.24 \approx 33.0 \text{ dias}$$

Número de Riegos por Mes - N°r_{mes} (#)

$$N^\circ r_{mes} (\#) = \frac{N^\circ d}{Fr}$$

$$N^\circ r_{mes} (\#) = \frac{31}{33} = 0.94$$

Velocidad de Infiltración Básica del Suelo - VI_b

$$VI_b = 18.50 \text{ mm / h}$$

Tiempo de Riego – Tr

$$Tr = 26 \text{ h}$$

Tiempo solicitado por cambio de posición – T_{solicitado}

$$T_{solicitado} = 30 \text{ min}$$

Tiempo de Riego + cambio de posición – Tr1

$$Tr1 = Tr + \frac{T_{solicitado}}{60}$$

$$Tr1 = 26 + \frac{30}{60} = 26.50 \text{ h}$$

Jornada de Riego - Jr

$$Jr = 16 \text{ h}$$

Elección del aspersor

Para la elección del aspersor adecuado se realiza los siguientes cálculos:

Módulo de Riego - M.R (C.F.C) (l/s/ha)

$$M.R. = \frac{(RRb \times 1000)}{(N^{\circ}d \times Jr \times 3600)}$$

$$M.R. = \frac{(1191.43 \times 1000)}{(31 \times 16 \times 3600)} = 0.667 \text{ l / s / ha}$$

Caudal de Diseño Total - Qd (l/seg) (HIDROLOGICO)

$$Qd = M.R. \times A$$

$$Qd = 0.667 \times 8.65 = 5.77 \text{ l / s}$$

Caudal Calculado del Aspersor a Seleccionar - Qaspersor (l/seg)

$$Qaspersor = \frac{Qd}{m}$$

Donde:

m = 3, Numero de aspersores por hidrante.

$$Qaspersor = \frac{5.77}{3} = 1.92 \text{ l / s}$$

Modelo de Aspersor:

Aspersor (marca-modelo) - VYR – 33

Número de Boquillas del Aspersor - N° boq._{Asp.} (#)

$$N^{\circ} \text{ boq.}_{\text{Asp.}} (\#) = 1$$

Diámetro de Boquillas del Aspersor - Ø boquilla (mm)

$$\phi \text{ boquilla} = 4.00 \text{ mm}$$

Caudal del Aspersor - $Q_{\text{Asp.}}$ (l/h)

$$Q_{\text{Asp.}} = 980.0 \text{ l/h}$$

Caudal del Aspersor - $Q_{\text{Asp.}}$ (l/s)

$$Q_{\text{Asp.}} = 0.27 \text{ l/s}$$

Diámetro Húmedo del Aspersor - Ø H° (m)

$$\text{Ø H}^{\circ} = 28.0 \text{ m}$$

Alcance del Aspersor - Alcance_{asp.} (m)

$$\text{Alcance}_{\text{asp.}} = \frac{\text{Ø H}^{\circ}}{2}$$

$$\text{Alcance}_{\text{asp.}} = \frac{28.0}{2} = 14.0 \text{ m}$$

Presión de Funcionamiento del Aspersor - $P_{\text{func.}}$ (bares)

$$P_{\text{func.}} = 2.50 \text{ bares}$$

Presión de Funcionamiento del Aspersor – m.c.a

$$P_{\text{func.}} = (2.50 \text{ bares}) \times (10.33) = 25.83 \text{ m.c.a}$$

Marco de riego:

Disposición Espacial (Marco de Riego) - Disposición_{sist.}

La disposición del sistema de riego por aspersión para el marco de plantación será de forma cuadrada.

$$\text{Disposición}_{\text{sist.}} = 14.0\text{ m} \times 14.0\text{ m}$$

Espaciamiento entre Laterales - EL (m)

$$EL = \phi H^{\circ} \times EA$$

Donde:

ϕH° = Diámetro húmedo del aspersor – 28.0 m.

EA = Porcentaje de espaciado entre aspersores 50 %

$$EL = 28.0 \times 50\% = 14.0\text{ m}$$

Espaciamiento entre Aspersores – EA (m)

El espaciado entre aspersores será igual a la longitud de espaciado entre laterales.

$$EA = EL$$

$$EA = 14.0\text{ m}$$

Número de Posiciones por Hidrante – n (posic.)

$$n = 6\text{ posic.}$$

Numero de aspersores por hidrante – m

$$m = 3\text{ aspersores por hidrante}$$

Márgenes – p

$$p = 1.0\text{ m}$$

Espaciamiento entre Hidrantes - Espaciamiento-Hidr. (m)

$$\text{Espaciamiento} - \text{Hidr.} = EL \times n$$

$$\text{Espaciamiento} - \text{Hidr.} = 14.0 \times 6 = 84.0\text{ m}$$

Área del marco de plantación – Am (m²)

$$Am = EL \times EA \times n \times m \times p$$

$$Am = 14.0 \times 14.0 \times 6 \times 3 \times 1 = 3528.0 \text{ m}^2$$

Número de Hidrantes Totales - N° Hidr. (#)

$$N^{\circ} \text{ Hidr. (\#)} = \frac{A}{Am}$$

$$N^{\circ} \text{ Hidr. (\#)} = \frac{8.65 \times 10000}{3528.0} = 24.51 \cong 25 \text{ hidrantes}$$

Oferta Hídrica para la jornada de riego - Qo en l/s

$$Q_o = \left(\frac{A_{(neta)} \times M.R.}{Jr} \right) \times 24$$

$$Q_o = \left(\frac{8.65 \times 0.667}{16} \right) \times 24 = 8.65 \text{ l/s}$$

Caudal solicitado por un equipo móvil - Qem en l/s

$$Q_{em} = m \times Q_{asp.} \text{ (l/s)}$$

$$Q_{em} = 3 \times 0.27 = 0.81 \text{ l/s}$$

Número de hidrantes en operación- N° Hidr. En op. (#)

$$N^{\circ} \text{ Hidr. En op. (\#)} = \frac{Q_o}{Q_{em}}$$

$$N^{\circ} \text{ Hidr. En op. (\#)} = \frac{8.65}{0.81} = 10.67 \cong 11 \text{ hidrantes}$$

Determinación de turnos de riego

Para la determinación de este parámetro tenemos que calcular la velocidad de infiltración ajustada, y la pluviometría del aspersor calculada y comprobar que esta última sea mayor a la primera.

Pendiente del Terreno Longitudinal - S_{terreno} (%)

$$S_{\text{terreno (\%)}} = 8.33 \%$$

Reducción de Pluviometría por Pendiente - Red_{pluv.x S} (%)

$$\text{Red}_{\text{pluv.x S}} = 40 \%$$

Velocidad de Infiltración Ajustada - $\text{VIb}_{(\text{red.x S})}$ (mm/h)

$$\text{VIb}_{(\text{red.x S})} = \text{VIb} - \text{Red}_{\text{pluv.x S}} \times \text{VIb}$$

$$\text{VIb}_{(\text{red.x S})} = 18.50 - 0.40 \times 18.50 = 11.10 \text{ mm/h}$$

Pluviometría del Aspersor Calculada - Pluv_{Asp} (mm/h)

$$\text{Pluv}_{\text{Asp}} = \frac{Q_{\text{Asp}} \left(\frac{l}{h} \right)}{(EL \times EA)}$$

$$\text{Pluv}_{\text{Asp}} = \frac{980}{(14.0 \times 14.0)} = 5.0 \text{ mm/h}$$

Condición de pluviometría, se debe cumplir la siguiente relación: $\text{Pluv}_{\text{asp}} \leq \text{VI}_{b(\text{red.})}$. Para los cálculos obtenidos vemos que: $5.0 \leq 11.10$ por lo que es correcto los valores obtenidos en caso no cumpla se debe cambiar el aspersor.

Tiempo de Riego Ajustado - $\text{Tr}_{\text{ajustado}}$ (h)

$$\text{Tr}_{\text{ajustado}} = \frac{Lr_b}{\text{Pluv}_{\text{Asp}}}$$

$$\text{Tr}_{\text{ajustado}} = \frac{127.56}{5.0} = 25.51 \approx 26.0 \text{ h.}$$

Tiempo de Cambio de Posición por el Usuario- $t_{p'}$ cambios (min)

Este parámetro será igual al tiempo solicitado por cambio de posición.

$$t_{p'} = T_{\text{solicitado}} = 30 \text{ min}$$

Tiempo total reajustado - T_{total_r} (h)

$$T_{\text{total}_r} = \text{Tr}_{\text{ajustado}} + \frac{t_{p'}}{60}$$

$$T_{\text{total}_r} = 26 + \frac{30}{60} = 26.50 \text{ h}$$

Posiciones Permitidas de Riego en un mes para un hidrante - PPm (#)

$$PP_m = \left(\frac{Fr \times Jr}{T_{total_r}} \right)$$

$$PP_m = \left(\frac{33 \times 16}{26.50} \right) = 19.92 \approx 20 \text{ Posiciones permitidas}$$

Posiciones Permitidas de Riego en un día para un hidrante - PPd (#)

$$PP_d = \frac{Jr}{T_{total_r}}$$

$$PP_d = \frac{16}{26.50} = 0.60 \approx 1.0 \text{ posicion permitida de riego para un hidrante}$$

Área regada por posición – A_{rp}

$$A_{rp} = \frac{\left(\frac{N^{\circ}_{\text{Hidr. En op. (\#)}} \times Am}{m \times p} \right)}{10000}$$

$$A_{rp} = \frac{\left(\frac{11 \times 3528.0}{3 \times 1} \right)}{10000} = 1.293 \text{ ha}$$

Área regada en un día - A_{rd}

$$A_{rd} = PP_d \times A_{rp}$$

$$A_{rd} = 1.0 \times 1.293 = 1.293 \text{ ha}$$

Tiempo en días que solicita riego – T_{sr} (días)

$$T_{sr} = \frac{A}{A_{rd}}$$

$$T_{sr} = \frac{8.65}{1.293} = 6.68 \approx 7 \text{ dias}$$

Velocidad del Viento – V_{viento} (m/s)

$$V_{viento} = 5.27 \text{ m/s}$$

Porcentaje de Espaciamiento entre Laterales – EL (%)

$$EL = 50\%$$

Determinando EL_1 con la relación: $EL_1 = \frac{EL}{\phi H^\circ}$

$$EL_1 = \frac{14.0}{28.0} = 0.50$$

Como vemos $EL_1 \leq EL$ es correcto de lo contrario el espaciamiento entre laterales seria inadecuado.

Porcentaje de Espaciamiento entre Aspersores. - EA (%)

$$EA = 50\%$$

Determinando EA_1 con la relación: $EA_1 = \frac{EA}{\phi H^\circ}$

$$EA_1 = \frac{14.0}{28.0} = 0.50$$

Como vemos $EA_1 \leq EA$ es correcto de lo contrario el espaciamiento entre aspersores seria inadecuado.

Determinación del traslape real - $Trasl_{real}$ (m)

La longitud del traslape real será igual al alcance del aspersor. $Trasl_{real} = Alcance_{asp.}$

$$Trasl_{real} = 14.0 \text{ m}$$

Comprobando si la longitud del traslape es $Trasl_{real} \geq EA$, es decir $14.0 \geq 14.0$ la longitud es aceptable, de lo contrario será insuficiente.

Reajustes:

Posiciones Permitidas Ajustadas - $PP_{ajustado}$ (#)

$$PP_{ajustado} = \frac{(Fr \times Jr)}{\left(Tr_{ajustado} + \frac{t_{p'}}{60} \right)}$$

$$PP_{ajustado} = \frac{(33 \times 16)}{\left(26 + \frac{30}{60}\right)} = 19.92 \approx 20$$

Área regada por posición – A_{rpp} – (m²)

$$A_{rpp} = \left(\frac{A}{PP_{ajustado}} \right) \times 10000$$

$$A_{rpp} = \left(\frac{8.65}{20} \right) \times 10000 = 4325.00 \text{ m}^2$$

Numero de aspersores en operación - Na_{op}

$$Na_{op} = \frac{A_{rpp}}{(EL \times EA)}$$

$$Na_{op} = \frac{4325.0}{(14.0 \times 14.0)} = 22.06 \approx 22$$

Número de hidrantes en operación – N° hidrantes_{op}

$$\text{N° hidrantes}_{op} = \frac{Na_{op}}{m}$$

$$\text{N° hidrantes}_{op} = \frac{22}{3} = 7.33 \approx 7$$

Numero de turnos – Turnos

$$\text{Turnos} = \frac{\text{N° Hidr. (\#)}}{\text{N° hidrantes}_{op}}$$

$$\text{Turnos} = \frac{25}{7} = 3.57 \approx 4$$

Posiciones reales requeridas - PR

$$PR = n \times m \times p$$

$$PR = 6 \times 3 \times 1 = 18$$

Caudal requerido en operación -Q_{r_op} (l/s)

$$Q_{r_op} = Na_{op} \times Q_{Asp.} \text{ (l/s)}$$

$$Q_{r_op} = 22 \times 0.27 = 5.94 \text{ l/s}$$

De los valores obtenidos para el numero de posiciones permitidas ajustadas ($PP_{ajustado}$ (#)) y el número de posiciones reales requeridas (PR), se comprueba que: Si, $PP_{ajustado} \geq PR$ el proceso de cálculo está correcto. $20 \geq 18 \rightarrow$ "Correcto"

Calculo de la eficiencia esperada del sistema de riego

Humedad relativa máxima - HR_{máx.} (%)

$$HR_{maxima} = 76.35 \%$$

Temperatura Máxima Mensual - T_{MMmáx.} (°C)

$$T_{MMmáx} = 15.58 \text{ °C}$$

Velocidad del Viento Máxima - V_{viento máx.} (m/s)

Esta velocidad máxima de viento es igual al valor de la velocidad de viento registrado en campo.

$$V_{viento max} = V_{viento} = 5.27 \text{ m/s}$$

Y en Km / h.

$$V_{viento max} = 18.972 \text{ Km/h}$$

Porcentaje de Pérdidas por Evaporación – e (%)

Se va a considerar un porcentaje de pérdidas de $e = 5 \%$

Porcentaje de humedad en X (%)

$$X (\%) = \left(\frac{EL}{\phi H^{\circ}} \right) \times 100$$

$$X(\%) = \left(\frac{14.0}{28.0} \right) \times 100 = 50.0$$

Porcentaje de humedad en Y (%)

$$Y(\%) = \left(\frac{EA}{\phi H^{\circ}} \right) \times 100$$

$$Y(\%) = \left(\frac{14.0}{28.0} \right) \times 100 = 50.0$$

Coefficiente de Uniformidad – CU (%)

$$CU = 96.0 \%$$

Eficiencia Esperada – Ef_e (%)

$$Ef_e = \left(1 - (1 - e) \times \left(\frac{0.5 \times CU}{2} \right) \right) \times 100$$

$$Ef_e = \left(1 - (1 - 0.05) \times \left(\frac{0.5 \times 0.96}{2} \right) \right) \times 100 = 77.2 \%$$

4.2 Cálculo hidráulico

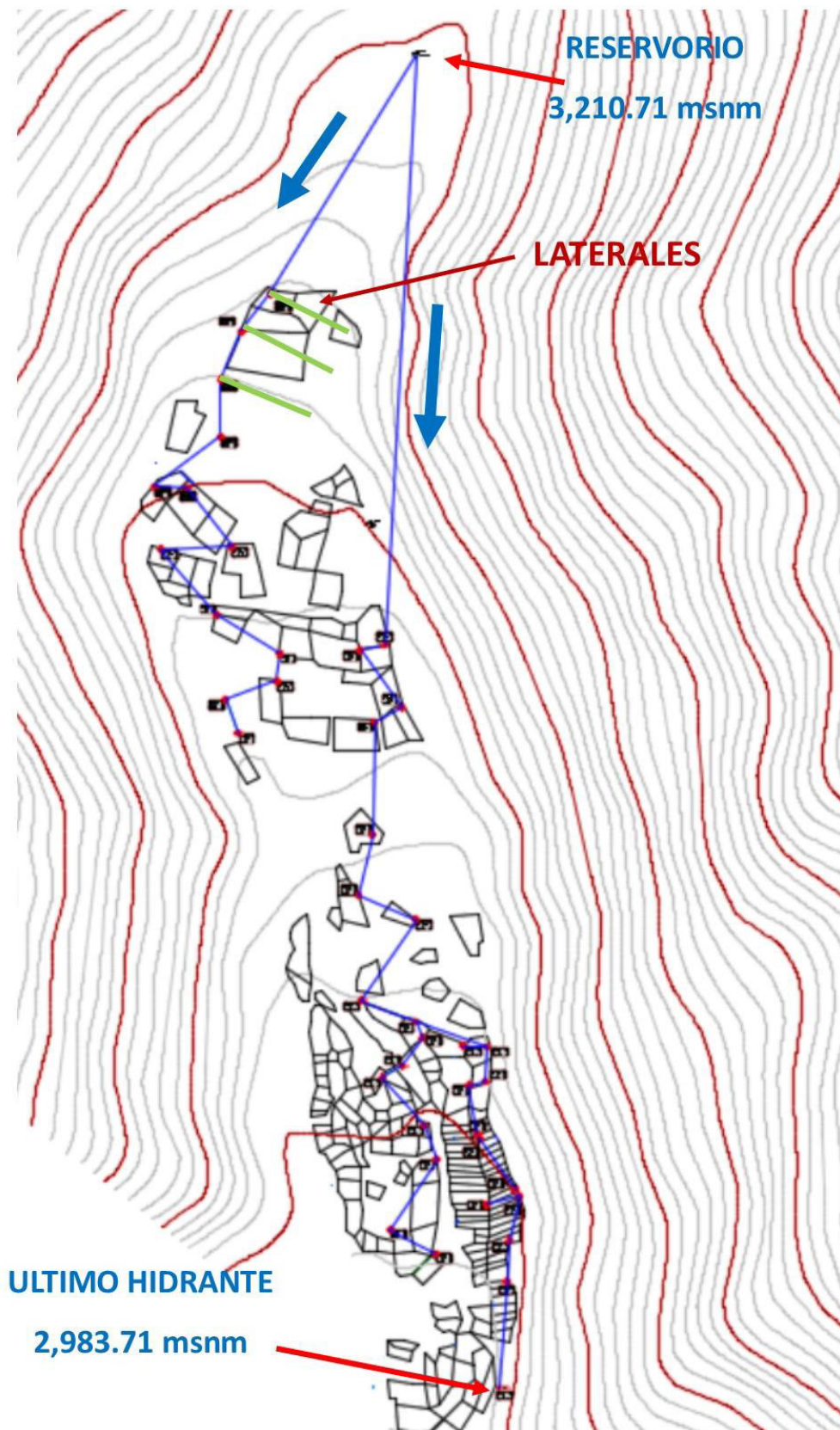
4.2.1 Planeamiento hidráulico

Para el proceso del cálculo hidráulico del sistema de riego por aspersión en la zona de estudio, se debe tener en cuenta lo siguiente:

- a) La forma del terreno es completamente irregular a diferencia de áreas de terrenos en otros proyectos que son de forma regular (rectangular o cuadrada).

- b) Respecto al relieve superficial del terreno presenta diferencias de niveles muy grandes.
- c) La cota de captación del reservorio se encuentra 3,210.71 msnm y la cota donde se encuentra el ultimo hidrante es de 2,983.71 msnm.
- d) De acuerdo al ítem anterior, el desnivel que hay es de 227 metros, por lo que el sistema de riego trabajara a presión debido al desnivel existente en el terreno.
- e) La red hidráulica hemos considerado dos líneas principales en la zona de estudio
- f) El proceso de cálculo consta en la determinación del diámetro de la tubería lateral donde estarán insertados los aspersores, y será válido para todo el sistema de riego en la zona.
- g) Se debe tener en cuenta que el sistema regara parcelas que no están juntas formando un solo área de riego.
- h) Para el dimensionamiento de la tubería principal se usará la fórmula de Hazen-William.
- i) La determinación de los laterales se tomará en cuenta la primera parcela que se le denomina como HPuAl-1 en la parte alta. Los valores obtenidos serán igual para toda el área de estudio.
- j) Para la tubería principal se realizará también para este tramo que comprende desde el reservorio hasta el primer hidrante que comprende la parcela dado en el ítem anterior. Este proceso de cálculo al ser repetitivo para la determinación del diámetro de la tubería principal en el sistema. Se ha elaborado un programa en Matlab que calcula los parámetros que comprende en cada parcela.
- k) El esquema general del planteamiento hidráulico se observa en la figura. N° 4.1

Figura N° 4.1 Planteamiento hidráulico



Fuente: Elaboración propia

4.2.2 Calculo de la tubería lateral sector alto para el lado izquierdo

Nombre y clave de la parcela: HPUAl-1

Datos necesarios:

$q_a = 850.00 \text{ l/h}$, q_a es caudal del aspersor

$H_g = 0.00 \text{ m}$, H_g es desnivel del lateral

$P_a = 20.66 \text{ m}$, P_a es la presión de funcionamiento del aspersor

$H_a = 1.20 \text{ m}$, Altura del elevador (Incluidos altura del elevador y pérdidas por fricción)

$LL = 35.00 \text{ m}$, LL es longitud del lateral

Nº Laterales = 1

Ecuación de funcionamiento:

$$P_0 + H_g = H_a + P_a + h$$

Cuando $h > H_g$, la condición de diseño será:

$$(P_0 - H_a) - P_n = (h - H_g) \leq 20\% P_a$$

$$h \leq 0.2 P_a + H_g$$

Donde:

P_0 es la presión en el origen del lateral

P_n es la presión en el extremo del lateral

h es la pérdida de carga

4.2.2.1 Pérdida de carga teórica (h)

$$h \leq 0.2 \times 20.66 + 0 = 4.132 \text{ m.}$$

4.2.2.2 Determinando la pérdida de carga unitaria (J_{100}):

$$J_{100} = \frac{hr}{LL}$$

Donde:

J_{100} = Pérdida de carga unitaria (m/m)

hr = Pérdida de carga total por rozamiento continuo en el lateral (m)

LL = Longitud del lateral (m)

4.2.2.3 Coeficiente de reducción de Christiansen (F):

Datos:

Nº A = 3

Lo = 1/2

$\beta = 1.75$ (PE-Polietileno)

Siendo:

Nº A = Nº de aspersores

Lo = Factor de distancia del origen de la tubería

β = Constante en función al material de la tubería

Con estos datos se ingresa a la Tabla de Coeficientes de Reducción de Christiansen y se obtiene el valor correspondiente:

Tabla Nº 4.1 Coeficientes de Reducción de Christiansen

$l_o = 1$						$l_o = 1/2$					
n	$\beta=1,75$	$\beta=1,80$	$\beta=1,85$	$\beta=1,90$	$\beta=2,00$	n	$\beta=1,75$	$\beta=1,80$	$\beta=1,85$	$\beta=1,90$	$\beta=2,00$
1	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
2	0,650	0,644	0,639	0,634	0,625	2	0,525	0,525	0,518	0,512	0,500
3	0,546	0,540	0,535	0,528	0,518	3	0,455	0,448	0,441	0,434	0,422
4	0,497	0,491	0,486	0,480	0,469	4	0,426	0,419	0,412	0,405	0,393
5	0,469	0,463	0,457	0,451	0,440	5	0,410	0,403	0,397	0,390	0,378
6	0,451	0,445	0,435	0,433	0,421	6	0,401	0,394	0,387	0,381	0,369
7	0,438	0,432	0,425	0,419	0,408	7	0,395	0,388	0,381	0,375	0,363
8	0,428	0,422	0,415	0,410	0,398	8	0,390	0,383	0,377	0,370	0,358
9	0,421	0,414	0,409	0,402	0,391	9	0,387	0,380	0,374	0,367	0,355
10	0,415	0,409	0,402	0,396	0,385	10	0,384	0,378	0,371	0,365	0,353
11	0,410	0,404	0,397	0,392	0,380	11	0,382	0,375	0,369	0,363	0,351
12	0,406	0,400	0,394	0,388	0,376	12	0,380	0,374	0,367	0,361	0,349
13	0,403	0,396	0,391	0,384	0,373	13	0,379	0,372	0,366	0,360	0,348
14	0,400	0,394	0,387	0,381	0,370	14	0,378	0,371	0,365	0,358	0,347
15	0,397	0,391	0,384	0,379	0,367	15	0,377	0,370	0,364	0,357	0,346
16	0,395	0,389	0,382	0,377	0,365	16	0,376	0,369	0,363	0,357	0,345
17	0,393	0,387	0,380	0,375	0,363	17	0,375	0,368	0,362	0,356	0,344
18	0,392	0,385	0,379	0,373	0,361	18	0,374	0,368	0,361	0,355	0,343
19	0,390	0,384	0,377	0,372	0,360	19	0,374	0,367	0,361	0,355	0,343
20	0,389	0,382	0,376	0,370	0,359	20	0,373	0,367	0,360	0,354	0,342
22	0,387	0,380	0,374	0,368	0,357	22	0,372	0,366	0,359	0,353	0,341
24	0,385	0,378	0,372	0,365	0,355	24	0,372	0,365	0,359	0,352	0,341
26	0,383	0,376	0,370	0,364	0,353	26	0,371	0,364	0,358	0,351	0,340
28	0,382	0,375	0,369	0,363	0,351	28	0,370	0,364	0,357	0,351	0,340
30	0,380	0,374	0,368	0,362	0,350	30	0,370	0,363	0,357	0,350	0,339
35	0,378	0,371	0,366	0,359	0,347	35	0,369	0,362	0,356	0,350	0,338
40	0,376	0,370	0,364	0,357	0,345	40	0,368	0,362	0,355	0,349	0,337
50	0,374	0,367	0,361	0,355	0,343	50	0,367	0,361	0,354	0,348	0,337
60	0,372	0,366	0,359	0,353	0,342	100	0,365	0,359	0,353	0,347	0,335
80	0,370	0,363	0,357	0,351	0,340	200	0,365	0,358	0,352	0,346	0,334
100	0,369	0,362	0,356	0,350	0,338	-	-	-	-	-	-
150	0,367	0,360	0,354	0,348	0,337	-	-	-	-	-	-
300	0,365	0,359	0,353	0,346	0,335	-	-	-	-	-	-
>300	0,364	0,357	0,351	0,345	0,333	-	-	-	-	-	-

n = Número de salidas
 $\beta=1,75$ Blasius, Cruciani-Maganitora
 $\beta=1,786$ Scimemi
 $\beta=1,80$ Iso, Veronese-Daite
 $\beta=1,85$ Hazen-Williams
 $\beta=1,90$ Scobey
 $\beta=2,00$ Manning, Darcy-Weisbach

En la práctica se toma los siguientes valores de β :
 $\beta=1,75$ para tuberías de PE
 $\beta=1,80$ para tubería de PVC
 $\beta=1,85-1,90$ para tubería de aluminio

Fuente: Fuente: <http://ocwus.us.es/ingenieria-agroforestal/hidraulicahtm>

F = 0.455, donde F = Coeficiente de reducción de Christiansen

4.2.2.4 Pérdidas por rozamiento y singulares:

$$h' = h' r + h' s = 1.20 \text{ hr (PE)}$$

$$hr = \frac{h'}{1.20}$$

$$h' = \frac{h}{F}$$

$$h' = \frac{4.132}{0.455} = 9.0813 \text{ m.}$$

$$hr = \frac{9.0813}{1.20} = 7.57 \text{ m.}$$

$$J_{100} = \frac{7.57}{35} = 0.2162 \text{ m} = 21.62 \text{ m}/100 \text{ m}$$

4.2.2.5 Diámetro de la tubería lateral (□):

Datos necesarios:

$$J_{100} = 21.62 \text{ m}/100 \text{ m}$$

$$Q_{0 \text{ lateral}} = \frac{N^{\circ} A \times qa}{1000} \text{ (m}^3 \text{ / h)}$$

Donde

$Q_{0 \text{ lateral}}$ = Caudal en la tubería lateral

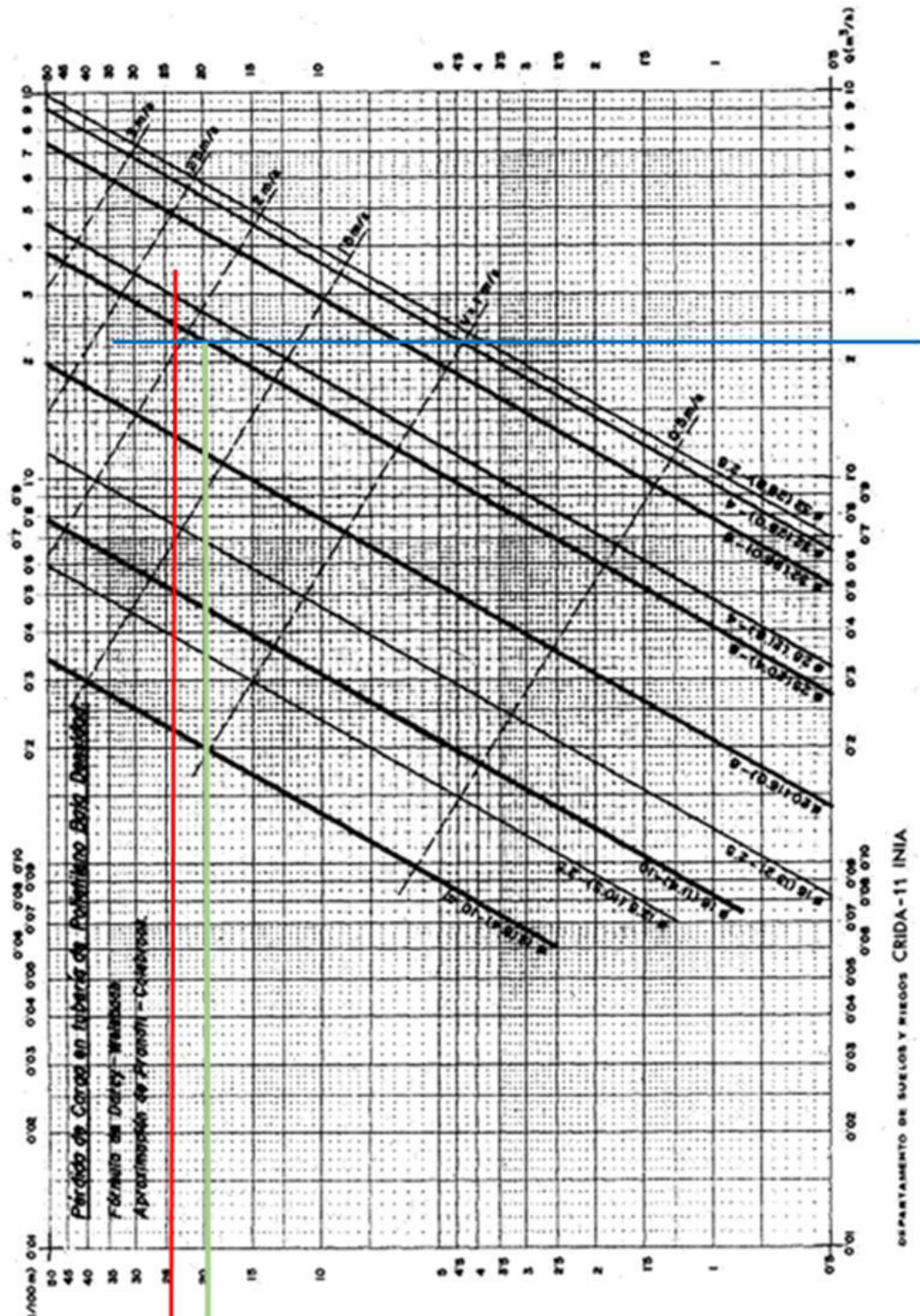
$N^{\circ} A$ = número de aspersores en el lateral = 3

qa = caudal del aspersor 850 l/h

$$Q_{0 \text{ lateral}} = \frac{3 \times 850}{1000} = 2.55 \text{ m}^3 \text{ / h}$$

Con estos datos se ingresa al Abaco de Pérdidas de Carga para Tuberías de Polietileno (PE) y se obtiene el diámetro de tubería correspondiente. En caso de no coincidir exactamente sobre una de las rectas correspondientes a un diámetro de tubería se deberá elegir la correspondiente al diámetro inmediato superior.

Figura N° 4.2 Diagrama para la determinación de pérdidas de cargas en conducciones
PEBD



Fuente: Fuente: <http://ocwus.us.es/ingenieria-agroforestal/hidraulicahtm>

Entonces el ϕ inmediato superior será: **28 mm**, (del Abaco de Pérdidas de Carga para la Fórmula de Darcy - Weisbach). (Líneas de color rojo y azul)

Luego, con el ϕ de: 28 mm y $Q_o=2.55 \text{ m}^3/\text{h}$; las pérdidas de carga unitaria reales serán:

$J_{100} \text{ real} = 18.00 \text{ m} / 100 \text{ m}$ (línea de color verde)

4.2.2.6 Pérdida de carga total real (h):

$$h = \frac{J_{100}}{100} \times F \times LL \times 1.20$$

$$h = \frac{18}{100} \times 0.455 \times 35 \times 1.20 = 3.44 \text{ m.}$$

Luego, comparando con la perdida de carga teórica que e de $h = 4.132 \text{ m}$ con la perdida de carga total real que es $h = 3.44 \text{ m}$. Establecemos que el valor real es menor a la teórica por lo que concluimos que el proceso de cálculo es adecuado. Si el valor de la perdida real fuese mayor a la teórica tendríamos que revisar el proceso de cálculo.

Finalmente, el diámetro de la tubería lateral es: $\phi = \frac{28}{2.54} \times \frac{10}{10} = 1.10 \text{ pulg} = 1.0 \text{ pulg.}$

4.2.2.7 Presión al inicio del lateral:

$$P_0 = Pa + 3/4 h - Hg/2 + Ha$$

$$P_0 = 20.66 + 3/4(3.44) - 0/2 + 1.20 = 24.44 \text{ m.c.a}$$

4.2.2.8 Presión al extremo del lateral:

$$P_n = P_0 - h + Hg - Ha$$

$$P_n = 24.44 - 3.44 + 0 - 1.20 = 19.80 \text{ m.c.a}$$

Comprobando si las presiones al inicio y al final en el lateral son las adecuadas establecemos el siguiente criterio de validez. $P_0 - Ha - P_n \leq 0.20 \times Pa$, si no cumple esta condición la diferencia de presiones extremos no cumple la condición.

$$24.44 - 1.20 - 19.80 \leq 0.20 \times 20.66$$

$$3.44 \leq 4.132 \text{ "Correcto"}$$

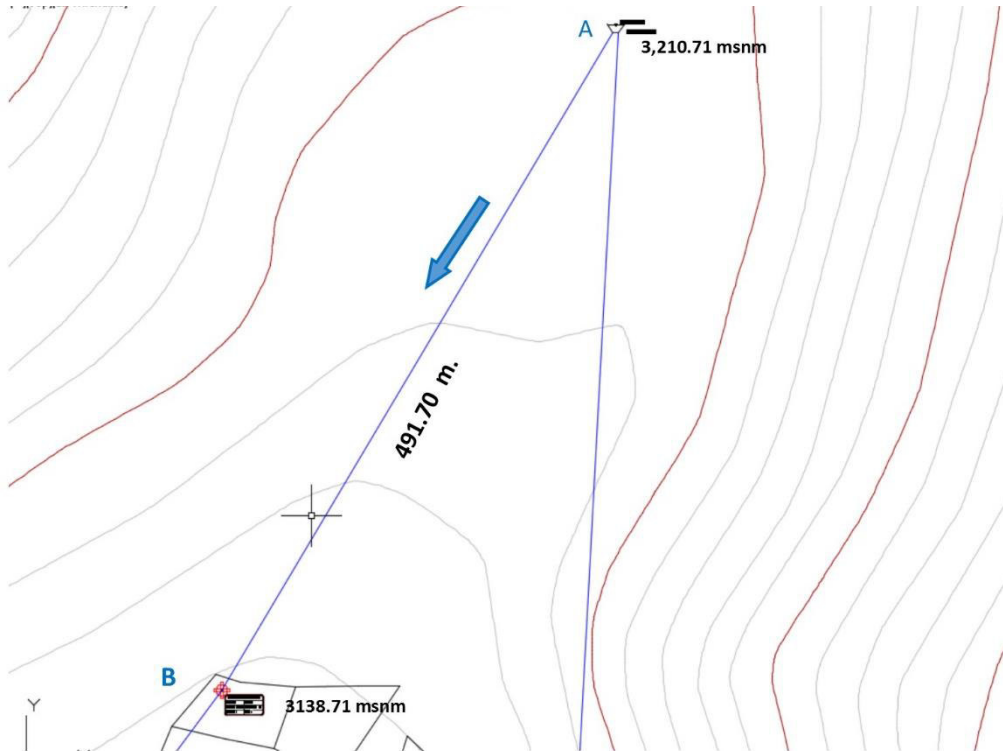
4.2.2.9 Calculo de los laterales para los demás componentes para el lado izquierdo del sector alto.

Todos los laterales tendrán el mismo diámetro y presión que se obtuvo en el ítem 4.2.2 hasta el ítem 4.2.2.8

4.2.3 Cálculo de la tubería principal parte alta lado izquierdo:

El cálculo lo realizaremos por tramos debido a la topografía del terreno, de acuerdo a la figura para la red de tubería del lado izquierdo.

Figura N° 4.3 Tramo A-B



Fuente: Elaboración propia

De acuerdo a la figura vamos a calcular el diámetro de la tubería principal de A hacia B.

Tramo AB:

Datos necesarios:

Desnivel en el tramo AB = 72.00 m.

Presión requerida en el hidrante $P_{0 \text{ } 1^{\circ} \text{ Hidrante}} = 24.44 \text{ m.}$

Caudal en la tubería principal $Q = 2.55 \text{ m}^3/\text{h} * 39 = 99.45 \text{ m}^3/\text{h}$ (39 es la cantidad de aspersores a la cual debe suministrar un caudal a lo largo de la tubería principal del lado izquierdo).

Longitud de la tubería principal en el tramo AB, $LT_{PAB} = 491.70 \text{ m}$.

4.2.4 Pérdida de carga en el tramo (Hl)

$$Hl_{AB} = \text{Desnivel}_{AB} - P_{01 \circ \text{Hidr.}}$$

$$Hl_{AB} = 72.00 - 24.44 = 47.56 \text{ m}.$$

4.2.5 Pérdida de carga unitaria en el tramo (S)

$$S_{AB} = \frac{Hl_{AB}}{LT_{PAB}}$$

$$S_{AB} = \frac{47.56}{491.70} = 0.096726$$

$$S_{AB} = 0.096726 \times 1000 = 96.7 \text{ m / Km}$$

4.2.6 Diámetro de la tubería principal en el tramo (D o ϕ):

Utilizando la fórmula de HAZEN-WILLIAMS se tiene:

$$Q = 0.2786 \times C \times D^{2.63} \times S^{0.54}$$

Donde: Q = Caudal (m^3/s)

D = Diámetro de la tubería (m)

Coficiente = 0.2786

S = Pérdida de carga unitaria (m/m)

C = Coeficiente de rugosidad relativa del material de la tubería = 140 (PVC)

De la fórmula de Hazen, despejando D tenemos:

$$D = \left[\frac{Q}{0.2786 \times C \times S^{0.54}} \right]^{1/2.63}$$

$$D_{AB} = \left[\frac{99.45 / 3600}{0.2786 \times 140 \times 0.096726^{0.54}} \right]^{1/2.63} = 0.1024 \text{ m}.$$

$$D_{AB} = \frac{0.1024}{0.0254} = 4.03 \text{ pulg} \cong 4.0 \text{ pulg}$$

$$D_{AB.real} = 4.0 \times 0.0254 = 0.1016 \text{ m.}$$

4.2.7 Ajuste de la presión:

4.2.7.1 Pérdida de carga unitaria real (S_{real}):

Debido a que se adoptó un diámetro de 4 pulgadas determinaremos la pérdida de carga unitaria real. De la ecuación de Hazen-Williams despejamos S:

$$S = \left[\frac{Q}{0.2786 \times C \times D^{2.63}} \right]^{1/0.54}$$

$$S_{AB.real} = \left[\frac{99.45/3600}{0.2786 \times 140 \times 0.1016^{2.63}} \right]^{1/0.54} = 0.10088 \text{ m/m}$$

4.2.7.2 Pérdida de carga real en el tramo AB (H_{lreal}):

$$Hl_{AB.real} = S_{AB.real} \times LT_{PAB}$$

$$Hl_{AB.real} = 0.10088 \times 491.70 = 49.60 \text{ m.}$$

4.2.7.3 Presión real (P₀ real) en el hidrante:

$$P_{0.real.en.el.hidramte} = Desnivel_{AB} - Hl_{AB.real}$$

$$P_{0.real.en.el.hidramte} = 72.00 - 49.60 = 22.40 \text{ m.}$$

4.2.7.4 Velocidad del agua en la tubería principal (v):

De la ecuación de continuidad

$$Q = V \times A$$

Donde:

Q = Caudal en m³/s

A = Área de la sección de la tubería en m²

V = velocidad del agua en la tubería m/s

Despejando la velocidad V

$$V = \frac{Q}{A}$$

$$V = \frac{99.45 / 3600}{3.1416 \times \frac{0.1016^2}{4}} = 3.407 \text{ m/s}$$

4.2.7.5 Determinando el régimen de flujo en la tubería con el número de Reynolds (Re):

$$Re = \frac{V \times D}{\nu}$$

Donde:

Re = número de Reynolds adimensional

V = velocidad media del agua en la tubería – m/s

D = diámetro de la tubería – m

ν = viscosidad cinemática – m²/s – (10 °C) es 1.520×10^{-6}

$$Re = \frac{3.407 \times 0.1016}{1.520 \times 10^{-6}} = 227731.05$$

De acuerdo al valor obtenido el fluido es turbulento y, se recomienda enterrar la tubería principal. (Tramo AB)

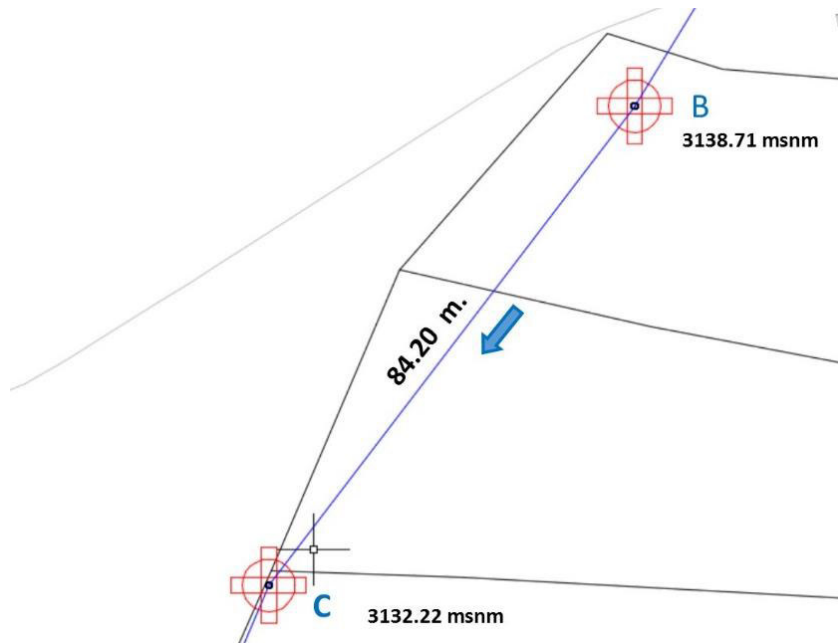
4.3 Tubería principal en los tramos siguientes del lado izquierdo del sector alto

Para la determinación de los diámetros y presión de funcionamiento de la tubería principal en cada tramo se ha elaborado un programa en Matlab.

Los resultados son:

Tramo B-C

Figura N° 4.4 Tramo B - C



Fuente: Elaboración propia

Datos obtenidos con el programa

Desnivel en el tramo-m 6.49

Perdida de carga en el tramo-m 17.95

Perdida de carga unitaria en el tramo 0.2132

Diámetro de la tubería en pulgadas 3.0

Diámetro de la tubería real en metros 0.08

Perdida de carga unitaria real 0.4096

Presión real en el hidrante - m 27.99

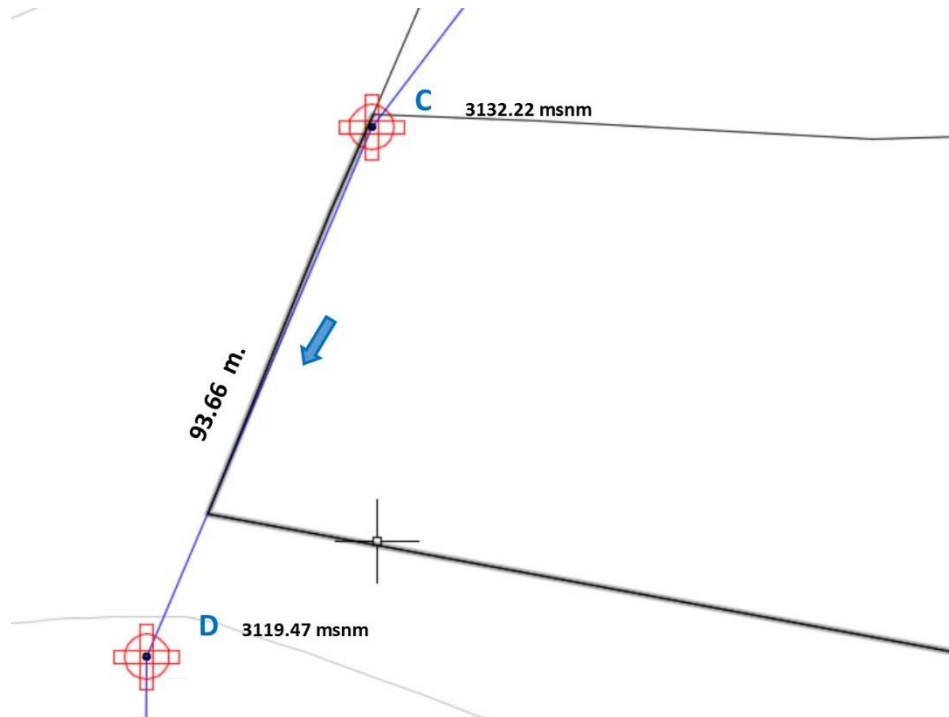
Velocidad media del agua en la tubería - m/s 6.06

Numero de Reynolds en el tramo de la tubería 303678

De acuerdo al valor obtenido el fluido es turbulento y, se recomienda enterrar la tubería principal. (Tramo B - C)

Tramo C- D

Figura N° 4.5 Tramo C - D



Fuente: Elaboración propia

Datos obtenidos con el programa

Desnivel en el tramo-m 12.75

Perdida de carga en el tramo-m 11.69

Perdida de carga unitaria en el tramo 0.1248

Diámetro de la tubería en pulgadas 4.0

Diámetro de la tubería real en metros 0.10

Perdida de carga unitaria real 0.1009

Presión real en el hidrante - m 3.30

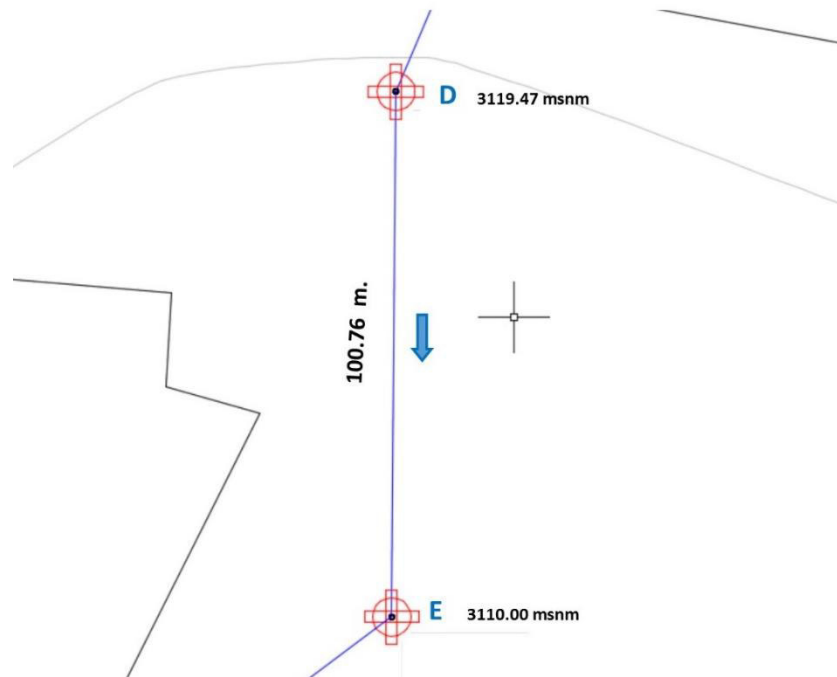
Velocidad media del agua en la tubería - m/s 3.41

Numero de Reynolds en el tramo de la tubería 227751

De acuerdo al valor obtenido el fluido es turbulento y, se recomienda enterrar la tubería principal. (Tramo C - D)

Tramo D- E

Figura N° 4.6 Tramo D - E



Fuente: Elaboración propia

Datos obtenidos con el programa

Desnivel en el tramo-m 9.47

Perdida de carga en el tramo-m 14.97

Perdida de carga unitaria en el tramo 0.1486

Diámetro de la tubería en pulgadas 4.0

Diámetro de la tubería real en metros 0.10

Perdida de carga unitaria real 0.1009

Presión real en el hidrante - m 0.70

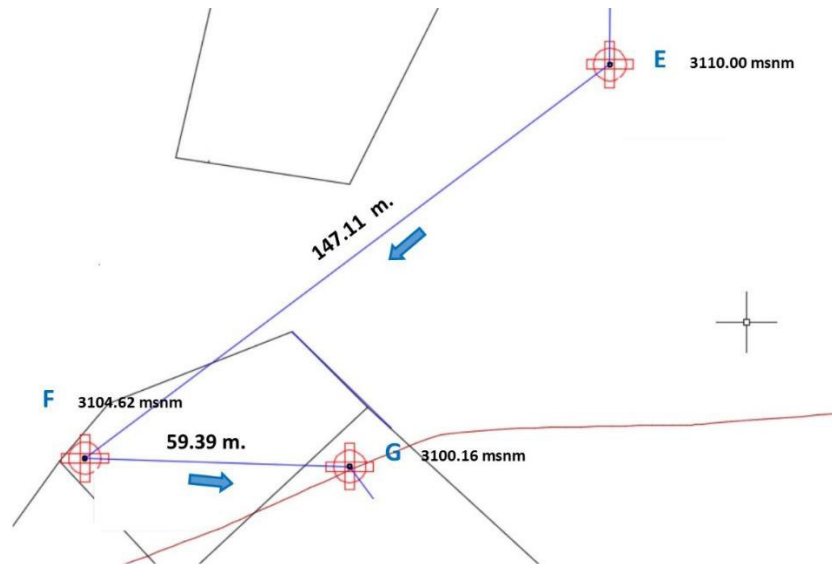
Velocidad media del agua en la tubería - m/s 3.41

Numero de Reynolds en el tramo de la tubería 227759

De acuerdo al valor obtenido el fluido es turbulento y, se recomienda enterrar la tubería principal. (Tramo D - E)

Tramo E- F

Figura N° 4.7 Tramos E-F y F-G



Fuente: Elaboración propia

Datos obtenidos con el programa

Desnivel en el tramo-m 5.38

Perdida de carga en el tramo-m 19.06

Perdida de carga unitaria en el tramo 0.1296

Diámetro de la tubería en pulgadas 4.0

Diámetro de la tubería real en metros 0.10

Perdida de carga unitaria real 0.1009

Presión real en el hidrante - m 9.46

Velocidad media del agua en la tubería - m/s 3.41

Numero de Reynolds en el tramo de la tubería 227759

De acuerdo al valor obtenido el fluido es turbulento y, se recomienda enterrar la tubería principal. (Tramo E - F)

Tramo F – G

De la figura 4.7.

Datos obtenidos con el programa

Desnivel en el tramo-m 4.46

Perdida de carga en el tramo-m 19.98

Perdida de carga unitaria en el tramo 0.3364

Diámetro de la tubería en pulgadas 3.0

Diámetro de la tubería real en metros 0.08

Perdida de carga unitaria real 0.4096

Presión real en el hidrante - m 19.86

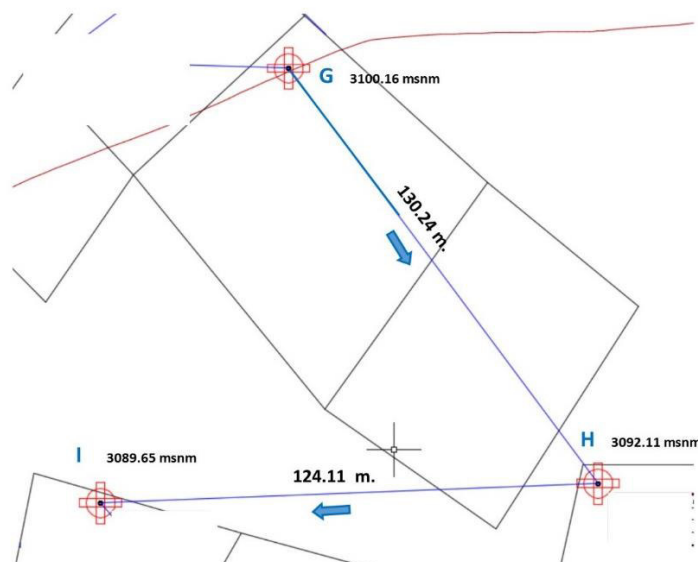
Velocidad media del agua en la tubería - m/s 6.06

Numero de Reynolds en el tramo de la tubería 303678

De acuerdo al valor obtenido el fluido es turbulento y, se recomienda enterrar la tubería principal. (Tramo F - G)

Tramo G – H

Figura N° 4.8 Tramos G-H y H - I



Fuente: Elaboración propia

Datos obtenidos con el programa

Desnivel en el tramo-m 8.05

Perdida de carga en el tramo-m 16.39

Perdida de carga unitaria en el tramo 0.1258

Diámetro de la tubería en pulgadas 4.0

Diámetro de la tubería real en metros 0.10

Perdida de carga unitaria real 0.1009

Presión real en el hidrante - m 5.09

Velocidad media del agua en la tubería - m/s 3.41

Numero de Reynolds en el tramo de la tubería 227759

De acuerdo al valor obtenido el fluido es turbulento y, se recomienda enterrar la tubería principal. (Tramo G - H)

Tramo H – I

De la figura 4.8.

Datos obtenidos con el programa

Desnivel en el tramo-m 2.46

Perdida de carga en el tramo-m 21.98

Perdida de carga unitaria en el tramo 0.1771

Diámetro de la tubería en pulgadas 4.0

Diámetro de la tubería real en metros 0.10

Perdida de carga unitaria real 0.1009

Presión real en el hidrante - m 10.06

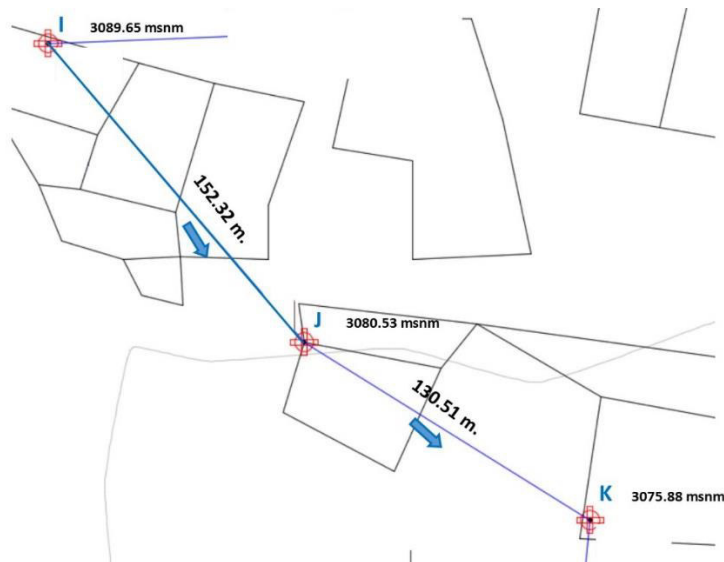
Velocidad media del agua en la tubería - m/s 3.41

Numero de Reynolds en el tramo de la tubería 227759

De acuerdo al valor obtenido el fluido es turbulento y, se recomienda enterrar la tubería principal. (Tramo H - I)

Tramo I – J

Figura N° 4.9 Tramos I – J y J - K



Fuente: Elaboración propia

Datos obtenidos con el programa

Desnivel en el tramo-m 9.12

Perdida de carga en el tramo-m 15.32

Perdida de carga unitaria en el tramo 0.1006

Diámetro de la tubería en pulgadas 4.0

Diámetro de la tubería real en metros 0.10

Perdida de carga unitaria real 0.1009

Presión real en el hidrante - m 6.25

Velocidad media del agua en la tubería - m/s 3.41

Numero de Reynolds en el tramo de la tubería 227759

De acuerdo al valor obtenido el fluido es turbulento y, se recomienda enterrar la tubería principal. (Tramo I- J)

Tramo J – K

De la figura 4.9.

Datos obtenidos con el programa

Desnivel en el tramo-m 4.65

Perdida de carga en el tramo-m 19.79

Perdida de carga unitaria en el tramo 0.1516

Diámetro de la tubería en pulgadas 4.0

Diámetro de la tubería real en metros 0.10

Perdida de carga unitaria real 0.1009

Presión real en el hidrante - m 8.52

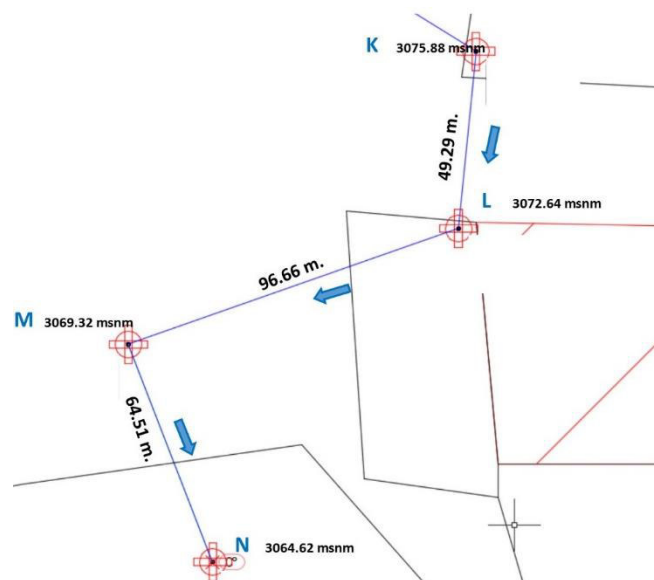
Velocidad media del agua en la tubería - m/s 3.41

Numero de Reynolds en el tramo de la tubería 227759

De acuerdo al valor obtenido el fluido es turbulento y, se recomienda enterrar la tubería principal. (Tramo J – K)

Tramo K – L

Figura N° 4.10 Tramos K-L, L – M y M - N



Fuente: Elaboración propia

Datos obtenidos con el programa

Desnivel en el tramo-m 3.24

Perdida de carga en el tramo-m 21.20

Perdida de carga unitaria en el tramo 0.4301

Diámetro de la tubería en pulgadas 3.0

Diámetro de la tubería real en metros 0.08

Perdida de carga unitaria real 0.4096

Presión real en el hidrante - m 16.95

Velocidad media del agua en la tubería - m/s 6.06

Numero de Reynolds en el tramo de la tubería 303678

De acuerdo al valor obtenido el fluido es turbulento y, se recomienda enterrar la tubería principal. (Tramo K - L)

Tramo L – M

De la figura 4.10

Datos obtenidos con el programa

Desnivel en el tramo-m 3.32

Perdida de carga en el tramo-m 21.12

Perdida de carga unitaria en el tramo 0.2185

Diámetro de la tubería en pulgadas 3.0

Diámetro de la tubería real en metros 0.08

Perdida de carga unitaria real 0.4096

Presión real en el hidrante - m 36.27

Velocidad media del agua en la tubería - m/s 6.06

Numero de Reynolds en el tramo de la tubería 303678

De acuerdo al valor obtenido el fluido es turbulento y, se recomienda enterrar la tubería principal. (Tramo L - M)

Tramo M – N

De la figura 4.10

Datos obtenidos con el programa

Desnivel en el tramo-m 4.70

Perdida de carga en el tramo-m 19.74

Perdida de carga unitaria en el tramo 0.3060

Diámetro de la tubería en pulgadas 3.0

Diámetro de la tubería real en metros 0.08

Perdida de carga unitaria real 0.4096

Presión real en el hidrante - m 21.72

Velocidad media del agua en la tubería - m/s 6.06

Numero de Reynolds en el tramo de la tubería 303678

De acuerdo al valor obtenido el fluido es turbulento y, se recomienda enterrar la tubería principal. (Tramo M -N)

4.4 Cálculo de la tubería lateral del lado derecho sector bajo

Nombre y clave de la parcela: HPuAl-10

Datos necesarios:

$q_a = 850.00$ l/h, q_a es caudal del aspersor

$H_g = 0.00$ m, H_g es desnivel del lateral

$P_a = 25.83$ m, P_a es la presión de funcionamiento del aspersor

$H_a = 1.20$ m, Altura del elevador (Incluidos altura del elevador y pérdidas por fricción)

$LL = 35.00$ m, LL es longitud del lateral

Nº Laterales = 1

Ecuación de funcionamiento:

$$P_0 + H_g = H_a + P_a + h$$

Cuando $h > H_g$, la condición de diseño será:

$$(P_0 - H_a) - P_n = (h - H_g) \leq 20\% Pa$$

$$h \leq 0.2 Pa + H_g$$

Donde:

P_0 es la presión en el origen del lateral

P_n es la presión en el extremo del lateral

h es la pérdida de carga

4.4.1 Pérdida de carga teórica (h)

$$h \leq 0.2 \times 25.83 + 0 = 5.166 \text{ m.}$$

4.4.2 Determinando la pérdida de carga unitaria (J_{100}):

$$J_{100} = \frac{hr}{LL}$$

Donde:

J_{100} = Pérdida de carga unitaria (m/m)

hr = Pérdida de carga total por rozamiento continuo en el lateral (m)

LL = Longitud del lateral (m)

4.4.3 Coeficiente de reducción de Christiansen (F):

Datos:

$$N^\circ A = 3$$

$$Lo = 1/2$$

$$\beta = 1.75 \quad (\text{PE-Polietileno})$$

Siendo:

$N^\circ A$ = N° de aspersores

Lo = Factor de distancia del origen de la tubería

β = Constante en función al material de la tubería

Con estos datos se ingresa a la Tabla 4.1 de Coeficientes de Reducción de Christiansen y se obtiene el valor correspondiente:

$F = 0.455$, donde F = Coeficiente de reducción de Christiansen

4.4.4 Pérdidas por rozamiento y singulares:

$$h' = h' r + h' s = 1.20 \text{ hr} (PE)$$

$$hr = \frac{h'}{1.20}$$

$$h' = \frac{h}{F}$$

$$h' = \frac{5.166}{0.455} = 11.3538 \text{ m.}$$

$$hr = \frac{11.3538}{1.20} = 9.46 \text{ m.}$$

$$J_{100} = \frac{9.46}{35} = 0.2703 \text{ m} = 27.03 \text{ m}/100 \text{ m}$$

4.4.5 Diámetro de la tubería lateral (□):

Datos necesarios:

$$J_{100} = 27.03 \text{ m}/100 \text{ m}$$

$$Q_{0 \cdot \text{lateral}} = \frac{N^{\circ} A \times qa}{1000} \left(m^3 / h \right)$$

Donde

$Q_{0 \cdot \text{lateral}}$ = Caudal en la tubería lateral

$N^{\circ} A$ = número de aspersores en el lateral = 3

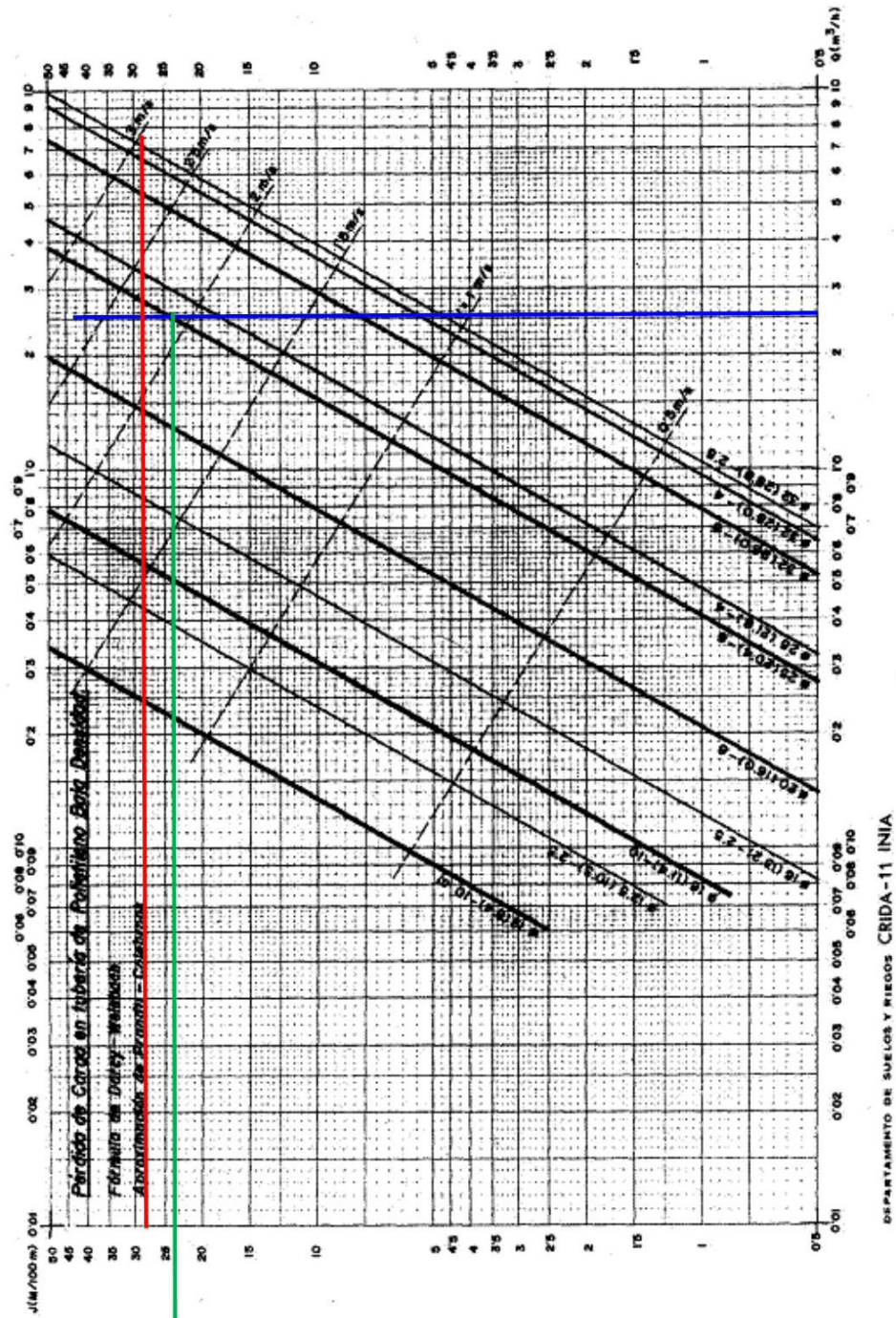
qa = caudal del aspersor 850 l/h

$$Q_{0 \cdot \text{lateral}} = \frac{3 \times 850}{1000} = 2.55 \text{ m}^3 / h$$

Con estos datos se ingresa al Abaco de Pérdidas de Carga para Tuberías de Polietileno (PE) y se obtiene el diámetro de tubería correspondiente. En caso de no coincidir

exactamente sobre una de las rectas correspondientes a un diámetro de tubería se deberá elegir la correspondiente al diámetro inmediato superior.

Figura N° 4.11 Diagrama para la determinación de pérdidas de cargas en conducciones PEBD



Fuente: Fuente: <http://ocwus.us.es/ingenieria-agroforestal/hidraulicahtm>

Entonces el ϕ inmediato superior será: **28 mm**, (del Abaco de Pérdidas de Carga para la Fórmula de Darcy - Weisbach). (Líneas de color rojo y azul)

Luego, con el ϕ de: 28 mm y $Q_o=2.55 \text{ m}^3/\text{h}$; las pérdidas de carga unitaria reales serán:

$J_{100} \text{ real} = 24.00 \text{ m} / 100 \text{ m}$ (línea de color verde)

4.4.6 Pérdida de carga total real (h):

$$h = \frac{J_{100}}{100} \times F \times LL \times 1.20$$

$$h = \frac{24}{100} \times 0.455 \times 35 \times 1.20 = 4.58 \text{ m.}$$

Luego, comparando con la perdida de carga teórica que es de $h = 5.166 \text{ m}$ con la perdida de carga total real que es $h = 4.58 \text{ m}$. Establecemos que el valor real es menor a la teórica por lo que concluimos que el proceso de cálculo es adecuado. Si el valor de la perdida real fuese mayor a la teórica tendríamos que revisar el proceso de cálculo.

Finalmente, el diámetro de la tubería lateral es: $\phi = \frac{28}{2.54} \times \frac{10}{1.10} = 1.10 \text{ pulg} = 1.0 \text{ pulg.}$

4.4.7 Presión al inicio del lateral:

$$P_0 = Pa + 3/4 h - Hg/2 + Ha$$

$$P_0 = 25.83 + 3/4(4.58) - 0/2 + 1.20 = 30.465 \text{ m.c.a}$$

4.4.8 Presión al extremo del lateral:

$$P_n = P_0 - h + Hg - Ha$$

$$P_n = 30.465 - 4.58 + 0 - 1.20 = 24.685 \text{ m.c.a}$$

Comprobando si las presiones al inicio y al final en el lateral son las adecuadas establecemos el siguiente criterio de validez. $P_0 - Ha - P_n \leq 0.20 \times Pa$, si no cumple esta condición la diferencia de presiones extremos no cumple la condición.

$$30.465 - 1.20 - 24.865 \leq 0.20 \times 25.83$$

$$4.4 \leq 5.186 \text{ "Correcto"}$$

4.4.9 Calculo de los laterales para los demás componentes

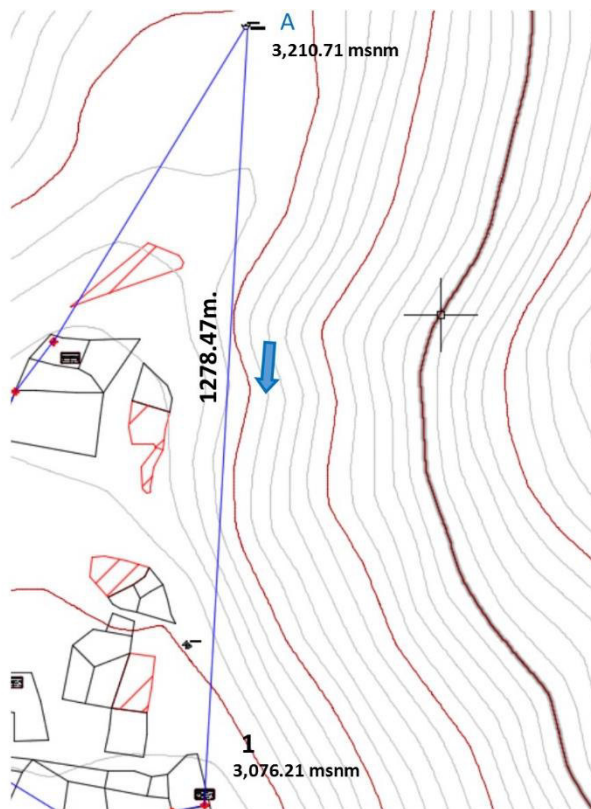
Todos los laterales tendrán el mismo diámetro y presión que se obtuvo en el ítem 4.4 hasta el ítem 4.4.8

4.5 Cálculo de la tubería principal en el lado derecho:

El cálculo lo realizaremos por tramos debido a la topografía del terreno, de acuerdo a la figura para la red de tubería del lado derecho.

Tramo A – 1

Figura N° 4.12 Tramos A - 1



Fuente: Elaboración propia

De acuerdo a la figura vamos calcular el diámetro de la tubería principal de A hacia B.

Datos necesarios:

Desnivel en el tramo A1 = 134.50 m.

Presión requerida en el hidrante $P_{0 \text{ 1º Hidrante}} = 30.465 \text{ m}$.

Caudal en la tubería principal $Q = 2.55 \text{ m}^3/\text{h} * 84 = 214.2 \text{ m}^3/\text{h}$ (84 es la cantidad de aspersores a la cual debe suministrar un caudal a lo largo de la tubería principal del lado derecho de la red).

Longitud de la tubería principal en el tramo A1, $LT_{PAB} = 1278.47 \text{ m}$.

4.5.1 Pérdida de carga en el tramo (Hl)

$$Hl_{A1} = \text{Desnivel}_{A1} - P_{01 \circ \text{Hidr.}}$$

$$Hl_{A1} = 134.50 - 30.465 = 104.035 \text{ m}.$$

4.5.2 Pérdida de carga unitaria en el tramo (S)

$$S_{A1} = \frac{Hl_{A1}}{LT_{PA1}}$$

$$S_{A1} = \frac{104.035}{1278.47} = 0.081374$$

$$S_{A1} = 0.081374 \times 1000 = 81.37 \text{ m/Km}$$

4.5.3 Diámetro de la tubería principal en el tramo (D o ϕ):

Utilizando la fórmula de HAZEN-WILLIAMS se tiene:

$$Q = 0.2786 \times C \times D^{2.63} \times S^{0.54}$$

Donde: Q = Caudal (m^3/s)

D = Diámetro de la tubería (m)

Coefficiente = 0.2786

S = Pérdida de carga unitaria (m/m)

C = Coeficiente de rugosidad relativa del material de la tubería = 140 (PVC)

De la fórmula de Hazen, despejando D tenemos:

$$D = \left[\frac{Q}{0.2786 \times C \times S^{0.54}} \right]^{1/2.63}$$

$$D_{A1} = \left[\frac{214.2 / 3600}{0.2786 \times 140 \times 0.081374^{0.54}} \right]^{1/2.63} = 0.1421 \text{ m}.$$

$$D_{A1} = \frac{0.1421}{0.0254} = 5.59 \text{ pulg} \cong 6.0 \text{ pulg}$$

$$D_{A1.real} = 6.0 \times 0.0254 = 0.1524 \text{ m.}$$

4.5.4 Ajuste de la presión:

4.5.4.1 Pérdida de carga unitaria real (Sreal):

Debido a que se adoptó un diámetro de 6 pulgadas determinaremos la pérdida de carga unitaria real. De la ecuación de Hazen-Williams despejamos S:

$$S = \left[\frac{Q}{0.2786 \times C \times D^{2.63}} \right]^{1/0.54}$$

$$S_{A1.real} = \left[\frac{214.2/3600}{0.2786 \times 140 \times 0.1524^{2.63}} \right]^{1/0.54} = 0.05797 \text{ m/m}$$

4.5.4.2 Pérdida de carga real en el tramo A1 (Hlreal):

$$Hl_{A1.real} = S_{A1.real} \times LT_{PA1}$$

$$Hl_{A1.real} = 0.05797 \times 1278.47 = 74.112 \text{ m.}$$

4.5.4.3 Presión real (P₀ real) en el hidrante:

$$P_{0.real.en.el.hidramte} = Desnivel_{A1} - Hl_{A1.real}$$

$$P_{0.real.en.el.hidramte} = 134.50 - 74.112 = 60.40 \text{ m.}$$

Este valor de la presión obtenida debe ser controlado por una válvula reguladora de presión.

4.5.4.4 Velocidad del agua en la tubería principal (v):

De la ecuación de continuidad

$$Q = V \times A$$

Donde:

Q = Caudal en m³/s

A = Área de la sección de la tubería en m²

V = velocidad del agua en la tubería m/s

Despejando la velocidad V

$$V = \frac{Q}{A}$$

$$V = \frac{214.2 / 3600}{3.1416 \times \frac{0.1524^2}{4}} = 3.26 \text{ m/s}$$

4.5.4.5 Determinando el régimen de flujo en la tubería con el número de Reynolds (Re):

$$\text{Re} = \frac{V \times D}{\nu}$$

Donde:

Re = número de Reynolds adimensional

V = velocidad media del agua en la tubería – m/s

D = diámetro de la tubería – m

ν = viscosidad cinemática – m²/s – (10 °C) es 1.520×10^{-6}

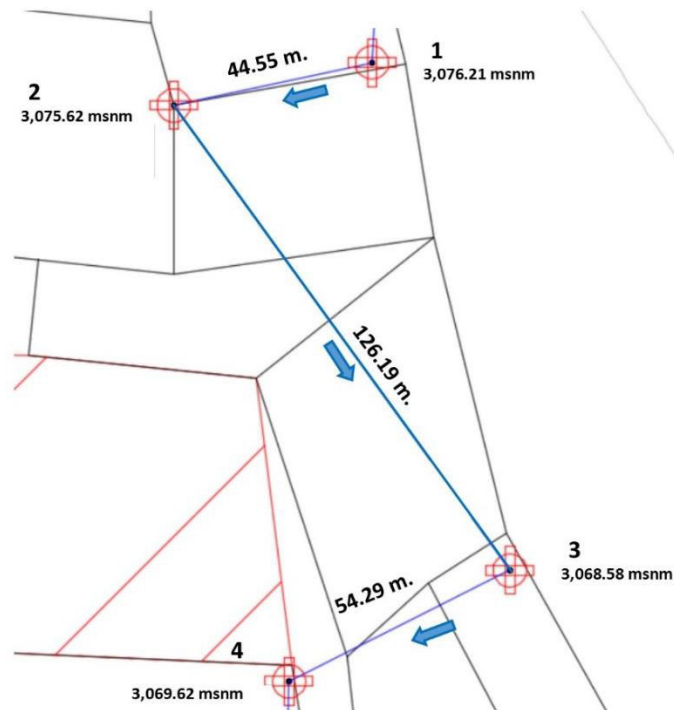
$$\text{Re} = \frac{3.26 \times 0.1524}{1.520 \times 10^{-6}} = 326857.89$$

De acuerdo al valor obtenido el fluido es turbulento y, se recomienda enterrar la tubería principal. (Tramo A1)

4.6 Determinación del diámetro de la tubería principal para los demás tramos del lado derecho

Tramo 1 – 2

Figura N° 4.13 Tramos 1 – 2, 2 – 3 y 3 – 4



Fuente: Elaboración propia

Datos obtenidos con el programa

Desnivel en el tramo-m 0.59

Perdida de carga en el tramo-m 29.87

Perdida de carga unitaria en el tramo 0.6706

Diámetro de la tubería en pulgadas 4.0

Diámetro de la tubería real en metros 0.10

Perdida de carga unitaria real 0.4177

Presión real en el hidrante - m 18.02

Velocidad media del agua en la tubería - m/s 7.34

Numero de Reynolds en el tramo de la tubería 490557

De acuerdo al valor obtenido el fluido es turbulento y, se recomienda enterrar la tubería principal. (Tramo 1 - 2)

Tramo 2 – 3

De la figura 4.13

Datos obtenidos con el programa

Desnivel en el tramo-m 7.04

Perdida de carga en el tramo-m 23.43

Perdida de carga unitaria en el tramo 0.1856

Diámetro de la tubería en pulgadas 5.0

Diámetro de la tubería real en metros 0.13

Perdida de carga unitaria real 0.1409

Presión real en el hidrante - m 10.74

Velocidad media del agua en la tubería - m/s 4.70

Numero de Reynolds en el tramo de la tubería 392446

De acuerdo al valor obtenido el fluido es turbulento y, se recomienda enterrar la tubería principal. (Tramo 2 - 3)

Tramo 3 – 4

De la figura 4.13

Datos obtenidos con el programa

Desnivel en el tramo-m 0.04

Perdida de carga en el tramo-m 30.43

Perdida de carga unitaria en el tramo 0.5604

Diámetro de la tubería en pulgadas 4.0

Diámetro de la tubería real en metros 0.10

Perdida de carga unitaria real 0.4177

Presión real en el hidrante - m 22.64

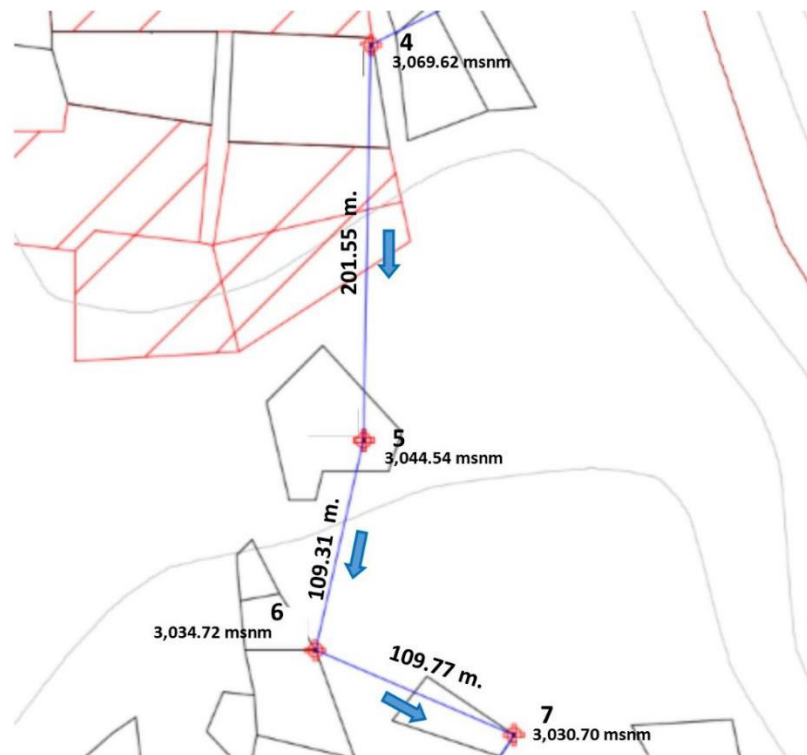
Velocidad media del agua en la tubería - m/s 7.34

Numero de Reynolds en el tramo de la tubería 490557

De acuerdo al valor obtenido el fluido es turbulento y, se recomienda enterrar la tubería principal. (Tramo 3 - 4)

Tramo 4 – 5

Figura N° 4.14 Tramos 4 – 5, 5 – 6 y 6 - 7



Fuente: Elaboración propia

Datos obtenidos con el programa

Desnivel en el tramo-m 24.08

Perdida de carga en el tramo-m 6.39

Perdida de carga unitaria en el tramo 0.0317

Diámetro de la tubería en pulgadas 7.0

Diámetro de la tubería real en metros 0.18

Perdida de carga unitaria real 0.0274

Presión real en el hidrante - m 18.56

Velocidad media del agua en la tubería - m/s 2.40

Numero de Reynolds en el tramo de la tubería 280318

De acuerdo al valor obtenido el fluido es turbulento y, se recomienda enterrar la tubería principal. (Tramo 4 - 5)

Tramo 5 – 6

De la figura 4.14

Datos obtenidos con el programa

Desnivel en el tramo-m 9.82

Perdida de carga en el tramo-m 20.64

Perdida de carga unitaria en el tramo 0.1889

Diámetro de la tubería en pulgadas 5.0

Diámetro de la tubería real en metros 0.13

Perdida de carga unitaria real 0.1409

Presión real en el hidrante - m 5.58

Velocidad media del agua en la tubería - m/s 4.70

Numero de Reynolds en el tramo de la tubería 392446

De acuerdo al valor obtenido el fluido es turbulento y, se recomienda enterrar la tubería principal. (Tramo 5 - 6)

Tramo 6 – 7

De la figura 4.14

Datos obtenidos con el programa

Desnivel en el tramo-m 4.02

Perdida de carga en el tramo-m 26.45

Perdida de carga unitaria en el tramo 0.2409

Diámetro de la tubería en pulgadas 4.0

Diámetro de la tubería real en metros 0.10

Perdida de carga unitaria real 0.4177

Presión real en el hidrante - m 41.83

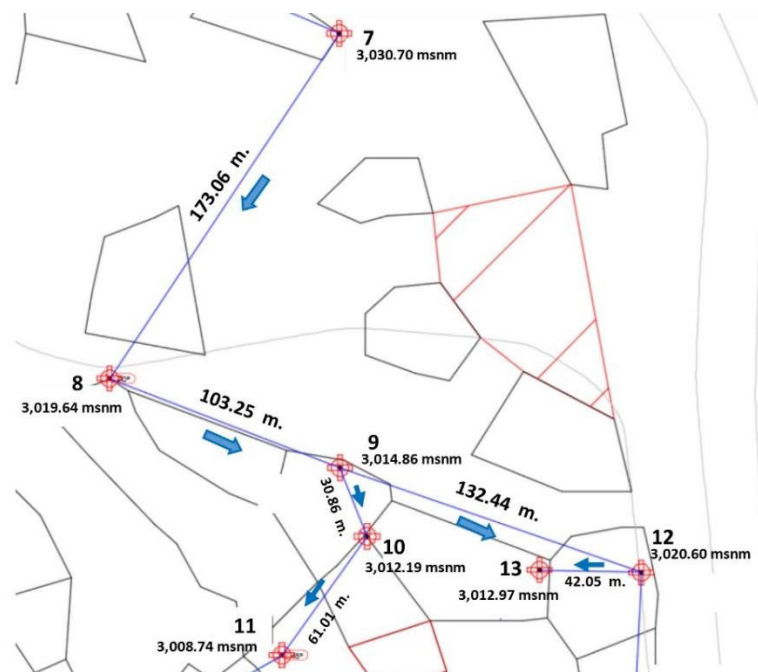
Velocidad media del agua en la tubería - m/s 7.34

Numero de Reynolds en el tramo de la tubería 490557

De acuerdo al valor obtenido el fluido es turbulento y, se recomienda enterrar la tubería principal. (Tramo 6 - 7)

Tramo 7 – 8

Figura N° 4.15 Tramos 7 – 8, 8 – 9, 9 -10, 10 – 11, 9 -12 y 12 - 13



Fuente: Elaboración propia

Datos obtenidos con el programa

Desnivel en el tramo-m 11.06

Perdida de carga en el tramo-m 19.41

Perdida de carga unitaria en el tramo 0.1121

Diámetro de la tubería en pulgadas 5.0

Diámetro de la tubería real en metros 0.13

Perdida de carga unitaria real 0.1409

Presión real en el hidrante - m 13.32

Velocidad media del agua en la tubería - m/s 4.70

Numero de Reynolds en el tramo de la tubería 392446

De acuerdo al valor obtenido el fluido es turbulento y, se recomienda enterrar la tubería principal. (Tramo 7 - 8)

Tramo 8 – 9

De la figura 4.15

Datos obtenidos con el programa

Desnivel en el tramo-m 4.78

Perdida de carga en el tramo-m 25.69

Perdida de carga unitaria en el tramo 0.2488

Diámetro de la tubería en pulgadas 4.0

Diámetro de la tubería real en metros 0.10

Perdida de carga unitaria real 0.4177

Presión real en el hidrante - m 38.35

Velocidad media del agua en la tubería - m/s 7.34

Numero de Reynolds en el tramo de la tubería 490557

De acuerdo al valor obtenido el fluido es turbulento y, se recomienda enterrar la tubería principal. (Tramo 8 - 9)

Tramo 9 –10

De la figura 4.15

Datos obtenidos con el programa

Desnivel en el tramo-m 2.67

Perdida de carga en el tramo-m 27.79

Perdida de carga unitaria en el tramo 0.9007

Diámetro de la tubería en pulgadas 3.0

Diámetro de la tubería real en metros 0.08

Perdida de carga unitaria real 1.6958

Presión real en el hidrante - m 49.66

Velocidad media del agua en la tubería - m/s 13.05

Numero de Reynolds en el tramo de la tubería 654076

De acuerdo al valor obtenido el fluido es turbulento y, se recomienda enterrar la tubería principal. (Tramo 9 - 10)

Tramo 10 –11

De la figura 4.15

Datos obtenidos con el programa

Desnivel en el tramo-m 3.45

Perdida de carga en el tramo-m 27.01

Perdida de carga unitaria en el tramo 0.4428

Diámetro de la tubería en pulgadas 4.0

Diámetro de la tubería real en metros 0.10

Perdida de carga unitaria real 0.4177

Presión real en el hidrante - m 22.04

Velocidad media del agua en la tubería - m/s 7.34

Numero de Reynolds en el tramo de la tubería 490557

De acuerdo al valor obtenido el fluido es turbulento y, se recomienda enterrar la tubería principal. (Tramo 10 - 11)

Tramo 9 –12

De la figura 4.15

Datos obtenidos con el programa

Desnivel en el tramo-m 5.74

Perdida de carga en el tramo-m 24.73

Perdida de carga unitaria en el tramo 0.1867

Diámetro de la tubería en pulgadas 5.0

Diámetro de la tubería real en metros 0.13

Perdida de carga unitaria real 0.1409

Presión real en el hidrante - m 12.92

Velocidad media del agua en la tubería - m/s 4.70

Numero de Reynolds en el tramo de la tubería 392446

De acuerdo al valor obtenido el fluido es turbulento y, se recomienda enterrar la tubería principal. (Tramo 9 - 12)

Tramo 12 –13

De la figura 4.15

Datos obtenidos con el programa

Desnivel en el tramo-m 7.63

Perdida de carga en el tramo-m 22.83

Perdida de carga unitaria en el tramo 0.5430

Diámetro de la tubería en pulgadas 4.0

Diámetro de la tubería real en metros 0.10

Perdida de carga unitaria real 0.4177

Presión real en el hidrante - m 9.94

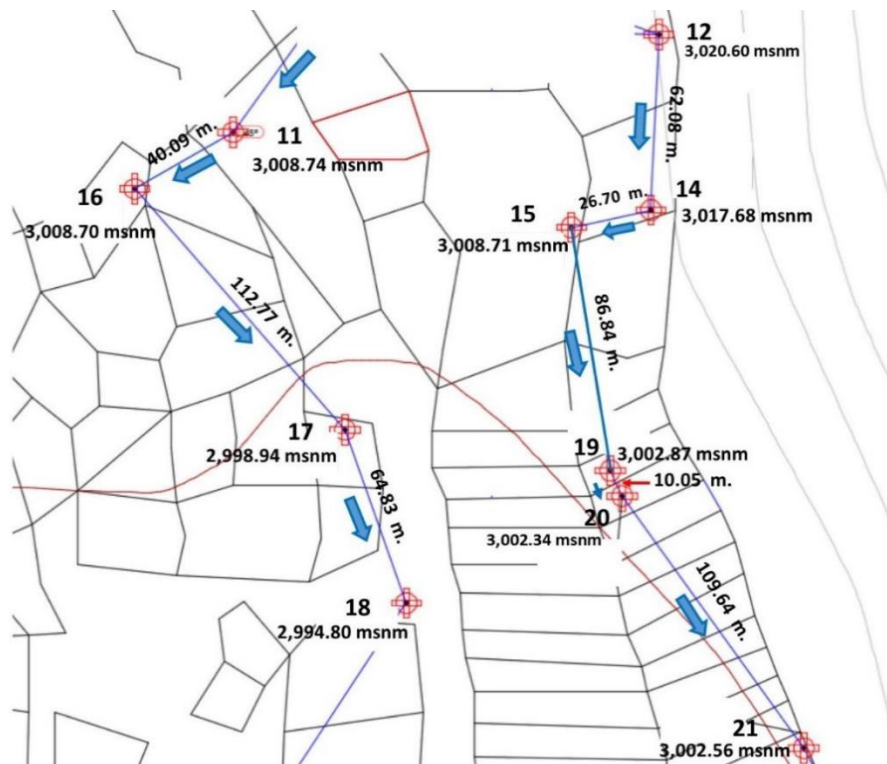
Velocidad media del agua en la tubería - m/s 7.34

Numero de Reynolds en el tramo de la tubería 490557

De acuerdo al valor obtenido el fluido es turbulento y, se recomienda enterrar la tubería principal. (Tramo 12 - 13)

Tramo 11 – 16

Figura N° 4.16 Tramos 11-16, 16-17, 17-18, 12-14, 14-15,15-19, 19-20 y 20-21



Fuente: Elaboración propia

Datos obtenidos con el programa

Desnivel en el tramo-m 0.04

Perdida de carga en el tramo-m 30.43

Perdida de carga unitaria en el tramo 0.7589

Diámetro de la tubería en pulgadas 4.0

Diámetro de la tubería real en metros 0.10

Perdida de carga unitaria real 0.4177

Presión real en el hidrante - m 16.71

Velocidad media del agua en la tubería - m/s 7.34

Numero de Reynolds en el tramo de la tubería 490557

De acuerdo al valor obtenido el fluido es turbulento y, se recomienda enterrar la tubería principal. (Tramo 11 - 16)

Tramo 16 –17

De la figura 4.16

Datos obtenidos con el programa

Desnivel en el tramo-m 9.76

Perdida de carga en el tramo-m 20.71

Perdida de carga unitaria en el tramo 0.1836

Diámetro de la tubería en pulgadas 5.0

Diámetro de la tubería real en metros 0.13

Perdida de carga unitaria real 0.1409

Presión real en el hidrante - m 6.13

Velocidad media del agua en la tubería - m/s 4.70

Numero de Reynolds en el tramo de la tubería 392446

De acuerdo al valor obtenido el fluido es turbulento y, se recomienda enterrar la tubería principal. (Tramo 16 - 17)

Tramo 17 –18

De la figura 4.16

Datos obtenidos con el programa

Desnivel en el tramo-m 4.14

Perdida de carga en el tramo-m 26.33

Perdida de carga unitaria en el tramo 0.4061

Diámetro de la tubería en pulgadas 4.0

Diámetro de la tubería real en metros 0.10

Perdida de carga unitaria real 0.4177

Presión real en el hidrante - m 22.94

Velocidad media del agua en la tubería - m/s 7.34

Numero de Reynolds en el tramo de la tubería 490557

De acuerdo al valor obtenido el fluido es turbulento y, se recomienda enterrar la tubería principal. (Tramo 17 - 18)

Tramo 12 –14

De la figura 4.16

Datos obtenidos con el programa

Desnivel en el tramo-m 2.92

Perdida de carga en el tramo-m 27.54

Perdida de carga unitaria en el tramo 0.4437

Diámetro de la tubería en pulgadas 4.0

Diámetro de la tubería real en metros 0.10

Perdida de carga unitaria real 0.4177

Presión real en el hidrante - m 23.01

Velocidad media del agua en la tubería - m/s 7.34

Numero de Reynolds en el tramo de la tubería 490557

De acuerdo al valor obtenido el fluido es turbulento y, se recomienda enterrar la tubería principal. (Tramo 12 – 14)

Tramo 14 –15

De la figura 4.16

Datos obtenidos con el programa

Desnivel en el tramo-m 8.97

Perdida de carga en el tramo-m 21.50

Perdida de carga unitaria en el tramo 0.8051

Diámetro de la tubería en pulgadas 3.0

Diámetro de la tubería real en metros 0.08

Perdida de carga unitaria real 1.6958

Presión real en el hidrante - m 36.31

Velocidad media del agua en la tubería - m/s 13.05

Numero de Reynolds en el tramo de la tubería 654076

De acuerdo al valor obtenido el fluido es turbulento y, se recomienda enterrar la tubería principal. (Tramo 14 – 15)

Tramo 15 –19

De la figura 4.16

Datos obtenidos con el programa

Desnivel en el tramo-m 5.84

Perdida de carga en el tramo-m 24.62

Perdida de carga unitaria en el tramo 0.2836

Diámetro de la tubería en pulgadas 4.0

Diámetro de la tubería real en metros 0.10

Perdida de carga unitaria real 0.4177

Presión real en el hidrante - m 30.43

Velocidad media del agua en la tubería - m/s 7.34

Numero de Reynolds en el tramo de la tubería 490557

De acuerdo al valor obtenido el fluido es turbulento y, se recomienda enterrar la tubería principal. (Tramo 15-19)

Tramo 19 - 20

De la figura 4.16

Datos obtenidos con el programa

Desnivel en el tramo-m 0.53

Perdida de carga en el tramo-m 29.94

Perdida de carga unitaria en el tramo 2.9786

Diámetro de la tubería en pulgadas 3.0

Diámetro de la tubería real en metros 0.08

Perdida de carga unitaria real 1.6958

Presión real en el hidrante - m 16.51

Velocidad media del agua en la tubería - m/s 13.05

Numero de Reynolds en el tramo de la tubería 654076

De acuerdo al valor obtenido el fluido es turbulento y, se recomienda enterrar la tubería principal. (Tramo 19-20)

Tramo 20 - 21

De la figura 4.16

Datos obtenidos con el programa

Desnivel en el tramo-m 0.22

Perdida de carga en el tramo-m 30.25

Perdida de carga unitaria en el tramo 0.2759

Diámetro de la tubería en pulgadas 4.0

Diámetro de la tubería real en metros 0.10

Perdida de carga unitaria real 0.4177

Presión real en el hidrante - m 45.58

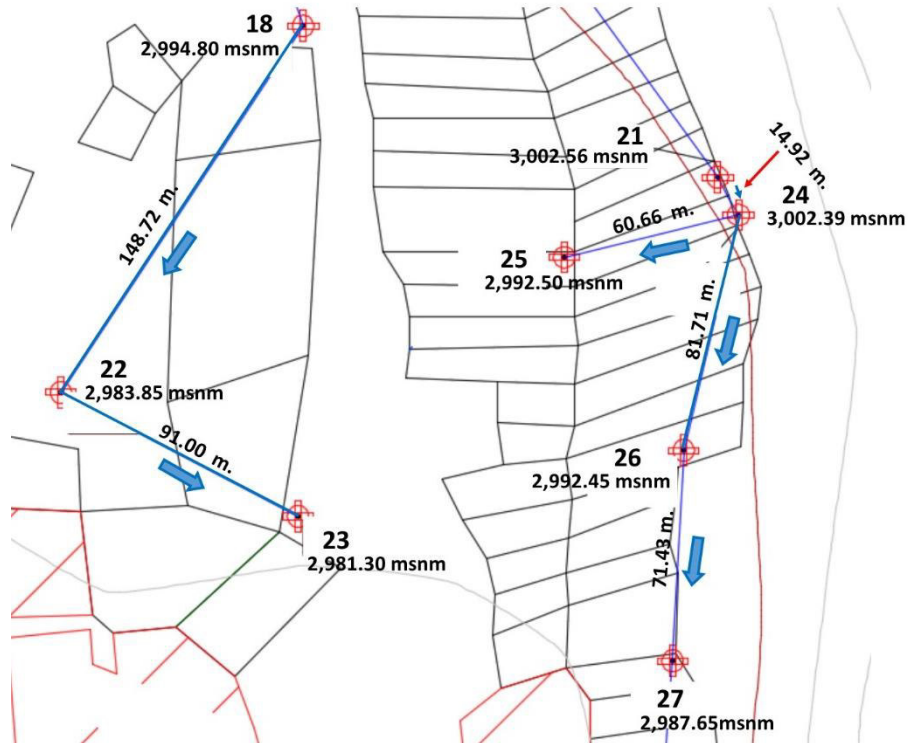
Velocidad media del agua en la tubería - m/s 7.34

Numero de Reynolds en el tramo de la tubería 490557

De acuerdo al valor obtenido el fluido es turbulento y, se recomienda enterrar la tubería principal. (Tramo 20-21)

Tramo 18-22

Figura N° 4.17 Tramos 18-22, 22-23, 21-24, 24-25, 24-26 y 26-27



Fuente: Elaboración propia

Datos obtenidos con el programa

Desnivel en el tramo-m 10.95

Perdida de carga en el tramo-m 19.51

Perdida de carga unitaria en el tramo 0.1312

Diámetro de la tubería en pulgadas 5.0

Diámetro de la tubería real en metros 0.13

Perdida de carga unitaria real 0.1409

Presión real en el hidrante - m 10.00

Velocidad media del agua en la tubería - m/s 4.70

Numero de Reynolds en el tramo de la tubería 392446

De acuerdo al valor obtenido el fluido es turbulento y, se recomienda enterrar la tubería principal. (Tramo 18-22)

Tramo 22 - 23

De la figura 4.17

Datos obtenidos con el programa

Desnivel en el tramo-m 2.55

Perdida de carga en el tramo-m 27.92

Perdida de carga unitaria en el tramo 0.3068

Diámetro de la tubería en pulgadas 4.0

Diámetro de la tubería real en metros 0.10

Perdida de carga unitaria real 0.4177

Presión real en el hidrante - m 35.46

Velocidad media del agua en la tubería - m/s 7.34

Numero de Reynolds en el tramo de la tubería 490557

De acuerdo al valor obtenido el fluido es turbulento y, se recomienda enterrar la tubería principal. (Tramo 22-23)

Tramo 21 - 24

De la figura 4.17

Datos obtenidos con el programa

Desnivel en el tramo-m 0.17

Perdida de carga en el tramo-m 30.29

Perdida de carga unitaria en el tramo 2.0305

Diámetro de la tubería en pulgadas 3.0

Diámetro de la tubería real en metros 0.08

Perdida de carga unitaria real 1.6958

Presión real en el hidrante - m 25.13

Velocidad media del agua en la tubería - m/s 13.05

Numero de Reynolds en el tramo de la tubería 654076

De acuerdo al valor obtenido el fluido es turbulento y, se recomienda enterrar la tubería principal. (Tramo 21-24)

Tramo 24-25

De la figura 4.17

Datos obtenidos con el programa

Desnivel en el tramo-m 9.89

Perdida de carga en el tramo-m 20.58

Perdida de carga unitaria en el tramo 0.3392

Diámetro de la tubería en pulgadas 4.0

Diámetro de la tubería real en metros 0.10

Perdida de carga unitaria real 0.4177

Presión real en el hidrante - m 15.45

Velocidad media del agua en la tubería - m/s 7.34

Numero de Reynolds en el tramo de la tubería 490557

De acuerdo al valor obtenido el fluido es turbulento y, se recomienda enterrar la tubería principal. (Tramo 24 - 25)

Tramo 24-26

De la figura 4.17

Datos obtenidos con el programa

Desnivel en el tramo-m 9.94

Perdida de carga en el tramo-m 20.52

Perdida de carga unitaria en el tramo 0.2512

Diámetro de la tubería en pulgadas 4.0

Diámetro de la tubería real en metros 0.10

Perdida de carga unitaria real 0.4177

Presión real en el hidrante - m 24.19

Velocidad media del agua en la tubería - m/s 7.34

Numero de Reynolds en el tramo de la tubería 490557

De acuerdo al valor obtenido el fluido es turbulento y, se recomienda enterrar la tubería principal. (Tramo 24 - 26)

Tramo 26 - 27

De la figura 4.17

Datos obtenidos con el programa

Desnivel en el tramo-m 4.80

Perdida de carga en el tramo-m 25.67

Perdida de carga unitaria en el tramo 0.3591

Diámetro de la tubería en pulgadas 4.0

Diámetro de la tubería real en metros 0.10

Perdida de carga unitaria real 0.4177

Presión real en el hidrante - m 25.06

Velocidad media del agua en la tubería - m/s 7.34

Numero de Reynolds en el tramo de la tubería 490557

De acuerdo al valor obtenido el fluido es turbulento y, se recomienda enterrar la tubería principal. (Tramo 26 - 27)

Tramo 27 – 28

Figura N° 4.17 Tramo 27-28



Fuente: Elaboración propia

Datos obtenidos con el programa

Desnivel en el tramo-m 3.94

Perdida de carga en el tramo-m 26.52

Perdida de carga unitaria en el tramo 0.1396

Diámetro de la tubería en pulgadas 5.0

Diámetro de la tubería real en metros 0.13

Perdida de carga unitaria real 0.1409

Presión real en el hidrante - m 22.83

Velocidad media del agua en la tubería - m/s 4.70

Numero de Reynolds en el tramo de la tubería 392446

De acuerdo al valor obtenido el fluido es turbulento y, se recomienda enterrar la tubería principal. (Tramo 27 - 28)

CAPITULO V

ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS

5.1 En el diseño agronómico

5.1.1 Para el sector Pumahuanca parte alta lado izquierdo

Tabla N° 5.0 Resultados del cálculo agronómico sector Pumahuanca (lado izquierdo) - Cultivo Maíz

PARAMETRO AGRONOMICO CALCULADO	VALOR OBTENIDO	UNIDAD
Eficiencia de Riego ($E_{f_{teorica}}$).	67.23	%
Coefficiente de eficiencia (C.E.):	67.23	%
Lamina de riego neta (Distribución logarítmica Pearson III). (Lr_n)	50.95	mm
Lamina de riego bruta – Lr_b	75.78	mm
Dosis de riego neta - Dr_n	509.5	m ³ /ha
Dosis de riego bruta – Dr_b	757.8	m ³ /ha
Dosis de riego por parcela - $Dr_{b(parce)}$	2811.44	m ³ /ha
Mes de máxima demanda – $Mes_{max,dem}$	Agosto	
Numero días mes máxima demanda – N°d (días)	31	días
Coefficiente de cultivos – Kc	1	
Evapotranspiración potencial – ETP	80.10	mm/mes
Evapotranspiración potencial real – ETPr	80.10	mm/mes
Precipitación efectiva al 75% de persistencia - Pe 75% (mm/mes)	2.11	mm/mes
Requerimiento de Riego Neto - RR	801.0	m ³ /ha
Requerimiento de Riego Bruto – RRb	1191.43	m ³ /ha
Consumo Diario - Cd	2.58	mm/día
Frecuencia de Riego – Fr	20	días
Número de Riegos por Mes - N°r _{mes} (#)	1.55	
Velocidad de Infiltración Básica del Suelo - VI_b	18.5	mm/h
Tiempo de Riego – Tr	12	h
Tiempo solicitado por cambio de posición – $T_{solicitado}$	30	min
Tiempo de Riego + cambio de posición – Tr1	12.5	h
Jornada de Riego - Jr	16	h
Módulo de Riego - M.R (C.F.C) (l/s/ha)	0.667	l/s/ha
Caudal de Diseño Total - Qd (l/seg) (HIDROLOGICO)	2.47	l/s
Caudal Calculado del Aspersor a Seleccionar - Qaspersor (l/seg)	0.82	l/s
Modelo de Aspersor:	VYR – 802	
Número de Boquillas del Aspersor - N° boq _{Asp.} (#)	1	
Diámetro de Boquillas del Aspersor - Ø boquilla (mm)	4.0	mm
Caudal del Aspersor - Q _{Asp.} (l/h)	850.0	l/h
Caudal del Aspersor - Q _{Asp.} (l/s)	0.24	l/s
Diámetro Húmedo del Aspersor - Ø H° (m)	23.0	m
Alcance del Aspersor - Alcance _{asp.} (m)	11.5	m
Presión de Funcionamiento del Aspersor - P _{func.} (bares)	2.0	Bares
Presión de Funcionamiento del Aspersor – m.c.a	20.66	m.c.a
Disposición Espacial (Marco de Riego) - Disposición _{sist.}	11.0 x 11.00	m x m
Espaciamento entre Laterales - EL (m)	11.50	m
Espaciamento entre Aspersores – EA (m)	11.50	m
Número de Posiciones por Hidrante – n (posic.)	6	
Numero de aspersores por hidrante – m	3	
Márgenes – p	1	m
Espaciamento entre Hidrantes - Espaciamento-Hidr. (m)	69.0	m

(Continuación)

PARAMETRO AGRONOMICO CALCULADO	VALOR OBTENIDO	UNIDAD
Área del marco de plantación – A_m (m^2)	2380.5	m^2
Número de Hidrantes Totales - N° Hidr. (#)	16	
Oferta Hídrica para la jornada de riego - Q_o en l/s	3.71	l/s
Caudal solicitado por un equipo móvil - Q_{em} en l/s	0.72	l/s
Número de hidrantes en operación- N° Hidr. En op. (#)	5	
Velocidad de Infiltración Ajustada - $V_{Ib_{(red.x S)}}$ (mm/h)	11.1	mm/h
Pluviometría del Aspersor Calculada - $Pluv_{Asp}$ (mm/h)	6.43	mm/h
Tiempo de Riego Ajustado - $Tr_{ajustado}$ (h)	12	h
Tiempo de Cambio de Posición por el Usuario- t_p , cambios (min)	30	min
Tiempo total reajustado – T_{total_r} (h)	12.50	h
Posiciones Permitidas de Riego en un mes para un hidrante – PPm (#)	26	Posic
Posiciones Permitidas de Riego en un día para un hidrante - PPD (#)	1	Posic
Área regada por posición – A_{rp}	0.4	ha
Área regada en un día - A_{rd}	0.4	ha
Tiempo en días que solicita riego – Tsr (días)	10	días
Velocidad del Viento – V_{viento} (m/s)	5.27	m/s
Determinación del traslape real - $Trasl_{real}$ (m)	11.5	m
Reajustes:		
Posiciones Permitidas Ajustadas - $PP_{ajustado}$ (#)	26	
Área regada por posición – A_{rpp} – (m^2)	1426.9	m^2
Numero de aspersores en operación - Na_{op}	11	
Número de hidrantes en operación – N° hidrantes _{op}	4	
Numero de turnos – Turnos	4	
Posiciones reales requeridas - PR	18	l/s
Caudal requerido en operación - Q_{r_op} (l/s)	2.64	l/s
Coefficiente de Uniformidad – CU (%)	96.0	%
Eficiencia Esperada – Ef_e (%)	77.2	%

Fuente: Elaboración propia

Para este sector de Pumahuanca parte alta el lado izquierdo se ha considerado el coeficiente de cultivo para el maíz en un valor promedio de $K_c = 1$. El modulo de riego para este sector es de 0.667 l/s/ha.

El modelo del aspersor es VYR – 802, cuyo caudal es de 850 l/h y su presión de operación es de 2 bar, el espaciamiento entre laterales y aspersores es de 11.50 m. La eficiencia del sistema de riego esperada es de un 77.2 %.

5.1.2 Para el sector Pumahuanca parte baja lado derecho

Tabla N° 5.1 Resultados del cálculo agronómico sector Pumahuanca (lado derecho) - Cultivo Maíz

PARAMETRO AGRONOMICO CALCULADO	VALOR OBTENIDO	UNIDAD
Eficiencia de Riego ($E_{f_{teorica}}$)	67.23	%
Coefficiente de eficiencia (C.E.):	67.23	%
Lamina de riego neta (Distribución logarítmica Pearson III). (Lr_n)	85.76	mm
Lamina de riego bruta – Lr_b	127.56	mm
Dosis de riego neta - Dr_n	857.6	m ³ /ha
Dosis de riego bruta – Dr_b	1275.6	m ³ /ha
Dosis de riego por parcela - $Dr_{b(parcela)}$	11033.94	m ³ /parcela
Mes de máxima demanda – $Mes_{max.dem}$	Agosto	
Numero días mes máxima demanda – $N^o d$ (días)	31	días
Coefficiente de cultivos – Kc	1	
Evapotranspiración potencial – ETP	80.10	mm/mes
Evapotranspiración potencial real – ETPr	80.10	mm/mes
Precipitación efectiva al 75% de persistencia - Pe 75% (mm/mes)	2.11	mm/mes
Requerimiento de Riego Neto - RR	801.0	m ³ /ha
Requerimiento de Riego Bruto – RRb	1191.43	m ³ /ha
Consumo Diario - Cd	2.58	mm/día
Frecuencia de Riego – Fr	33	días
Número de Riegos por Mes - $N^o r_{mes}$ (#)	0.94	
Velocidad de Infiltración Básica del Suelo - VI_b	18.5	mm/h
Tiempo de Riego – Tr	26	h
Tiempo solicitado por cambio de posición – $T_{solicitado}$	30	min
Tiempo de Riego + cambio de posición – $Tr1$	26.5	h
Jornada de Riego - Jr	16	h
Módulo de Riego - $M.R$ (C.F.C) (l/s/ha)	0.667	l/s/ha
Caudal de Diseño Total - Q_d (l/seg) (HIDROLOGICO)	5.77	l/s
Caudal Calculado del Aspersor a Seleccionar - $Q_{aspersor}$ (l/seg)	1.92	l/s
Modelo de Aspersor:	VYR – 33	
Número de Boquillas del Aspersor - $N^o boq_{asp.}$ (#)	1	
Diámetro de Boquillas del Aspersor - \varnothing boquilla (mm)	4.0	mm
Caudal del Aspersor - $Q_{asp.}$ (l/h)	980.0	l/h
Caudal del Aspersor - $Q_{asp.}$ (l/s)	0.27	l/s
Diámetro Húmedo del Aspersor - $\varnothing H^o$ (m)	28.0	m
Alcance del Aspersor - $Alcance_{asp.}$ (m)	14	m
Presión de Funcionamiento del Aspersor - $P_{func.}$ (bares)	2.5	Bares
Presión de Funcionamiento del Aspersor – m.c.a	25.83	m.c.a
Disposición Espacial (Marco de Riego) - $Disposición_{sist.}$	14.0 x 14.00	m x m
Espaciamento entre Laterales - EL (m)	14.00	m
Espaciamento entre Aspersores – EA (m)	14.00	m
Número de Posiciones por Hidrante – n (posic.)	6	
Numero de aspersores por hidrante – m	3	
Márgenes – p	1	m
Espaciamento entre Hidrantes - $Espaciamento-Hidr.$ (m)	84.0	m

(Continuación)

PARAMETRO AGRONOMICO CALCULADO	VALOR OBTENIDO	UNIDAD
Área del marco de plantación – A_m (m^2)	3528	m^2
Número de Hidrantes Totales - N° Hidr. (#)	25	
Oferta Hídrica para la jornada de riego - Q_o en l/s	8.65	l/s
Caudal solicitado por un equipo móvil - Q_{em} en l/s	0.81	l/s
Número de hidrantes en operación- N° Hidr. En op. (#)	11	
Velocidad de Infiltración Ajustada - $VIb_{(red.x S)}$ (mm/h)	11.10	mm/h
Pluviometría del Aspersor Calculada - $Pluv_{Asp}$ (mm/h)	5	mm/h
Tiempo de Riego Ajustado - $Tr_{ajustado}$ (h)	26	h
Tiempo de Cambio de Posición por el Usuario- t_p , cambios (min)	30	min
Tiempo total reajustado – T_{total_r} (h)	26.50	h
Posiciones Permitidas de Riego en un mes para un hidrante – PPm (#)	20	Posic
Posiciones Permitidas de Riego en un día para un hidrante - PPd (#)	1	Posic
Área regada por posición – A_{rp}	1.293	ha
Área regada en un día - A_{rd}	1.293	ha
Tiempo en días que solicita riego – Tsr (días)	7	días
Velocidad del Viento – V_{viento} (m/s)	5.27	m/s
Determinación del traslape real - $Trasl_{real}$ (m)	14	m
Reajustes:		
Posiciones Permitidas Ajustadas - $PP_{ajustado}$ (#)	20	
Área regada por posición – A_{rpp} – (m^2)	4325	m^2
Numero de aspersores en operación - Na_{op}	22	
Número de hidrantes en operación – N° hidrantes _{op}	7	
Numero de turnos – Turnos	4	
Posiciones reales requeridas - PR	18	l/s
Caudal requerido en operación - Q_{r_op} (l/s)	5.94	l/s
Coefficiente de Uniformidad – CU (%)	96.0	%
Eficiencia Esperada – Ef_e (%)	77.2	%

Fuente: Elaboración propia

Para este sector de Pumahuanca parte baja lado derecho se ha considerado el coeficiente de cultivo para el maíz en un valor promedio de $K_c = 1$. El módulo de riego para este sector es de 0.667 l/s/ha.

El modelo del aspersor es VYR – 33, cuyo caudal es de 980 l/h y su presión de operación es de 2.5 bar, el espaciamiento entre laterales y aspersores es de 14.0 m. La eficiencia del sistema de riego esperada es de un 77.2 %.

5.2 En el diseño Hidráulico

5.2.1 Para el sector Pumahuanca parte alta lado izquierdo -Tubería lateral

Tabla N° 5.2 Resultados del cálculo hidráulico para la tubería lateral Sector Pumahuanca parte alta (Lado izquierdo)

CALCULO DE LA TUBERIA LATERAL SECTOR PUMAHUANCA PARTE ALTA LADO IZQUIERDO	VALOR OBTENIDO	UNIDAD
Pérdida de carga teórica (h)	4.132	m
Coefficiente de reducción de Christiansen (F):	0.455	
Pérdidas por rozamiento y singulares:		
h' :	9.0813	m
hr :	7.57	m
Determinando la pérdida de carga unitaria (J₁₀₀):	21.62	m/100 m
Caudal en el lateral	2.55	m ³ /h
Diámetro de la tubería lateral (φ):	28	mm
J₁₀₀ real	18	m/100 m
Pérdida de carga total real (h):	3.44	m
Presión al inicio del lateral:	24.44	m.c.a
Presión al extremo del lateral:	19.8	m.c.a
<i>Todos los laterales tendrán el mismo diámetro y presión que se obtuvo</i>		

Fuente: Elaboración propia

En este sector se determinó el diámetro de la tubería lateral que es de 28 mm, cuyo material es PEBD, la presión a la inicial del lateral es de 24.44 m.c.a. y el extremo de 19.8 m.c.a.

Para este sector todas las laterales de riego tendrán el mismo diámetro y presión de funcionamiento.

5.2.2 Para el sector Pumahuanca parte alta lado izquierdo -Tubería principal

Tabla N° 5.3 Resultados del cálculo hidráulico para la tubería principal Sector Pumahuanca parte alta (Lado izquierdo)

PARAMETROS CALCULADOS	TRAMOS DE LA TUBERIA PRINCIPAL DEL LADO IZQUIERDO							
	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F	F-G	G-H	H-I
Desnivel en el tramo-m	72.0	6.49	12.75	9.47	5.38	4.46	8.05	2.46
Perdida de carga en el tramo-m	47.56	17.95	11.69	14.97	19.06	19.98	16.39	21.98
Perdida de carga unitaria en el tramo	0.096726	0.2132	0.1248	0.1486	0.1296	0.3364	0.1258	0.17771
Diámetro de la tubería en pulgadas	4.0	3.0	4.0	4.0	4.0	3.0	4.0	4.0
Diámetro de la tubería real en metros	0.1016	0.08	0.10	0.10	0.10	0.08	0.10	0.10
Perdida de carga unitaria real	0.10088	0.4096	0.1009	0.1009	0.1009	0.4096	0.1009	0.1009
Presión real en el hidrante - m	22.4	27.99	3.30	0.70	9.46	19.86	5.09	10.06
Velocidad media del agua en la tubería - m/s	3.407	6.06	3.41	3.41	3.41	6.06	3.41	3.41
Numero de Reynolds en el tramo de la tubería	227731	303678	227751	227751	227759	303678	227759	227759

Fuente: Elaboración propia

Tabla N° 5.4 Resultados del cálculo hidráulico para la tubería principal Sector Pumahuanca parte alta (Lado izquierdo)

PARAMETROS CALCULADOS	TRAMOS DE LA TUBERÍA PRINCIPAL DEL LADO IZQUIERDO				
	I-J	J-K	K-L	L-M	M-N
Desnivel en el tramo-m	9.12	4.65	3.24	3.32	4.70
Perdida de carga en el tramo-m	15.32	19.79	21.20	21.12	19.74
Perdida de carga unitaria en el tramo	0.1006	0.1516	0.4309	0.2185	0.306
Diámetro de la tubería en pulgadas	4.0	4.0	3.0	3.0	3.0
Diámetro de la tubería real en metros	0.10	0.10	0.08	0.08	0.08
Perdida de carga unitaria real	0.1009	0.1009	0.4096	0.4096	0.4096
Presión real en el hidrante - m	6.25	8.52	16.95	36.27	21.72
Velocidad media del agua en la tubería - m/s	3.41	3.41	6.06	6.06	6.06
Numero de Reynolds en el tramo de la tubería	227759	227759	303678	303678	303678

Fuente: Elaboración propia

En las dos tablas 5.3 y 5.4 presentamos los valores obtenidos para el dimensionamiento del diámetro de la tubería principal siendo estas diferentes en diámetros de tres y cuatro pulgadas PVC, como se observa existe desniveles muy grandes entre cada hidrante, siendo el máximo desnivel en el tramo desde la cota A (Ubicación del reservorio) hasta la cota B (primer hidrante) de 72 metros, y el mínimo desnivel se da en el tramo H e I con un valor de 2.46 metros. La presión real en el hidrante debe ser regulado a través de una válvula reguladora de presión para que la presión que necesita la tubería lateral trabaje en forma adecuada, así como los aspersores.

El régimen de flujo del agua que es conducida a través de la tubería principal es Turbulento, por lo que estas deben ir enterradas en el suelo.

5.2.3 Para el sector Pumahuanca parte baja lado derecho -Tubería lateral

Tabla N° 5.5 Resultados del cálculo hidráulico para la tubería lateral Sector Pumahuanca parte baja (Lado derecho)

CALCULO DE LA TUBERIA LATERAL SECTOR PUMAHUANCA PARTE BAJA LADO DERECHO	VALOR OBTENIDO	UNIDAD
Pérdida de carga teórica (h)	5.166	m
Coefficiente de reducción de Christiansen (F):	0.455	
Pérdidas por rozamiento y singulares:		
h' :	11.3538	m
hr :	9.46	m
Determinando la pérdida de carga unitaria (J_{100}):	27.03	m/100 m
Caudal en el lateral	2.55	m ³ /h
Diámetro de la tubería lateral (ϕ):	28	mm
J_{100} real	24	m/100 m
Pérdida de carga total real (h):	4.58	m
Presión al inicio del lateral:	30.465	m.c.a
Presión al extremo del lateral:	24.685	m.c.a
<i>Todos los laterales tendrán el mismo diámetro y presión que se obtuvo</i>		

Fuente: Elaboración propia

En este sector se determinó el diámetro de la tubería lateral que es de 28 mm, cuyo material es PEBD, la presión a la inicial del lateral es de 30.465 m.c.a. y el extremo de 24.685 m.c.a.

Para este sector todas las laterales de riego tendrán el mismo diámetro y presión de funcionamiento.

5.2.4 Para el sector Pumahuanca parte baja lado derecho -Tubería principal

Tabla N° 5.6 Resultados del cálculo hidráulico para la tubería principal Sector Pumahuanca parte baja (Lado derecho)

PARAMETROS CALCULADOS	TRAMOS DE LA TUBERÍA PRINCIPAL DEL LADO DERECHO PARTE BAJA								
	A-1	1 - 2	2 - 3	3 - 4	4 - 5	5 - 6	6 - 7	7 - 8	8 - 9
Desnivel en el tramo-m	134.50	0.59	7.04	0.04	24.08	9.82	4.02	11.06	4.78
Perdida de carga en el tramo-m	104.035	29.87	23.43	30.43	6.39	20.64	26.45	19.41	25.69
Perdida de carga unitaria en el tramo	0.081374	0.6706	0.1856	0.5604	0.0317	0.1889	0.2409	0.1121	0.2488
Diámetro de la tubería en pulgadas	6.0	4.0	5.0	4.0	7.0	5.0	4.0	5.0	4.0
Diámetro de la tubería real en metros	0.1524	0.10	0.13	0.10	0.18	0.13	0.10	0.13	0.10
Perdida de carga unitaria real	0.05797	0.4177	0.1409	0.4177	0.0274	0.1409	0.4177	0.1409	0.4177
Presión real en el hidrante - m	60.4	18.02	10.74	22.64	18.56	5.58	41.83	13.32	38.35
Velocidad media del agua en la tubería - m/s	3.26	7.34	4.70	7.34	2.40	4.70	7.34	4.70	7.34
Numero de Reynolds en el tramo de la tubería	326858	490557	392446	490557	280318	392446	490557	392446	490557

Fuente: Elaboración propia

Tabla N° 5.7 Resultados del cálculo hidráulico para la tubería principal Sector Pumahuanca parte baja (Lado derecho)

PARAMETROS CALCULADOS	TRAMOS DE LA TUBERÍA PRINCIPAL DEL LADO DERECHO PARTE BAJA								
	9 - 10	10 - 11	9 - 12	12 - 13	11 - 16	16 - 17	17 - 18	12 - 14	14 - 15
Desnivel en el tramo-m	2.67	3.45	5.74	7.63	0.04	9.76	4.14	2.92	8.97
Perdida de carga en el tramo-m	27.79	27.01	24.73	22.83	30.43	20.71	26.33	27.54	21.5
Perdida de carga unitaria en el tramo	0.9007	0.4428	0.1867	0.543	0.7589	0.1836	0.4061	0.4437	0.8051
Diámetro de la tubería en pulgadas	3.0	4.0	5.0	4.0	4.0	5.0	4.0	4.0	3.0
Diámetro de la tubería real en metros	0.08	0.10	0.13	0.10	0.10	0.13	0.10	0.10	0.08
Perdida de carga unitaria real	1.6958	0.4177	0.1409	0.4177	0.4177	0.1409	0.4177	0.4177	1.6958
Presión real en el hidrante - m	49.66	22.04	12.92	9.94	16.71	6.13	22.94	23.01	36.31
Velocidad media del agua en la tubería - m/s	13.05	7.34	4.70	7.34	7.34	4.70	7.34	7.34	13.05
Numero de Reynolds en el tramo de la tubería	654076	490557	392446	490557	490557	392446	490557	490557	654076

Fuente: Elaboración propia

Tabla N° 5.8 Resultados del cálculo hidráulico para la tubería principal Sector Pumahuanca parte baja (Lado derecho)

PARAMETROS CALCULADOS	TRAMOS DE LA TUBERÍA PRINCIPAL DEL LADO DERECHO PARTE BAJA									
	15 - 19	19 - 20	20 - 21	18 - 22	22 - 23	21 - 24	24 - 25	24 - 26	26 - 27	27 - 28
Desnivel en el tramo-m	5.84	0.53	0.22	10.95	2.55	0.17	9.89	9.94	4.8	3.94
Perdida de carga en el tramo-m	24.62	29.94	30.25	19.51	27.92	30.29	20.58	20.52	25.67	26.52
Perdida de carga unitaria en el tramo	0.2836	2.9786	0.2759	0.1312	0.3068	2.0305	0.3392	0.2512	0.3591	0.1396
Diámetro de la tubería en pulgadas	4.0	3.0	4.0	5.0	4.0	3.0	4.0	4.0	4.0	5.0
Diámetro de la tubería real en metros	0.10	0.08	0.10	0.13	0.10	0.08	0.10	0.10	0.10	0.13
Perdida de carga unitaria real	0.4177	1.6958	0.4177	0.1409	0.4177	1.6958	0.4177	0.4177	0.4177	0.1409
Presión real en el hidrante - m	30.43	16.51	45.58	10.00	35.46	25.13	15.45	24.19	25.06	22.83
Velocidad media del agua en la tubería - m/s	7.34	13.05	7.34	4.70	7.34	13.05	7.34	7.34	7.34	4.7
Numero de Reynolds en el tramo de la tubería	490557	654076	490557	392446	490557	654076	490557	490557	490557	392446

Fuente: Elaboración propia

En las dos tablas 5.6, 5.7 y 5.8 presentamos los valores obtenidos para el dimensionamiento del diámetro de la tubería principal siendo estas diferentes en diámetros de tres, cuatro, cinco, seis y siete pulgadas PVC, como se observa existe desniveles muy grandes entre cada hidrante, siendo el máximo desnivel en el tramo desde la cota A (Ubicación del reservorio) hasta la cota 1 (primer hidrante) de 134.50 metros, y el mínimo desnivel se da en los tramos, 3 -4 y 11 - 16 con un valor de 0.04 metros. La presión real en el hidrante debe ser regulado a través de una válvula reguladora de presión para que la presión que necesita la tubería lateral trabaje en forma adecuada, así como los aspersores.

El régimen de flujo del agua que es conducida a través de la tubería principal es Turbulento, por lo que estas deben ir enterradas en el suelo.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CONCLUSIONES

1. En el presente trabajo de tesis, se ha calculado los parámetros necesarios en la parte agronómica que comprende el marco de riego, el modulo de riego, la eficiencia de aplicación del sistema de riego por aspersión, el tipo de aspersor, así como su caudal y presión de trabajo. La eficiencia calculada para este sistema de riego por aspersión en la zona de estudio es de 77.2%. Valor aceptable dado que el riego por aspersión se hará en una zona altamente accidentada con desniveles altos por lo que no se hará operaciones de levantamiento de tierra considerable para tener un suelo de nivel constante.
2. El sistema permite trabajar con caudales mínimo y el riego se hace en forma de lluvia, mojando el área de interés y evitando la percolación o lavado del suelo disminuyendo los componentes minerales que necesita la planta para su crecimiento y a su vez la producción de maíz.
3. Respecto al diseño hidráulico se ha logrado determinar los diámetros de las tuberías laterales y principales para la conducción del agua proveniente de un reservorio ubicado en la parte alta de la zona en una cota de 3,210.70 m.s.n.m. El material de la tubería lateral es de PEBD (polietileno de baja densidad) resistente al impacto. Para la tubería principal será de PVC.
4. Se debe tener en cuenta que aparte del dimensionamiento de los diámetros de las tuberías estas van acompañadas de otros componentes que son válvulas reguladoras de presión, válvulas de cierre, etc.
5. Como parte del desarrollo de este trabajo también concluimos que existen diversos sistemas de riego, los cuales sirven para diferentes tipos de cultivo, diferentes topografías, zonas climáticas y características de cultivo. Depende de cada uno de esto factores para escoger y diseñar el sistema que mejor se adapte y que mayores beneficios brinde para el caso específico
6. La geografía y topografía del terreno son factores muy importantes al momento de escoger el método de riego. Tal es el caso del trabajo desarrollado por mi persona, dado que este terreno tiene mucha pendiente, el método de gravedad por surcos no

es la mejor opción. Por lo que aplico el riego por el método de aspersión para este tipo de terreno, debido a que este método se adapta a la mayoría de terrenos.

7. En el sistema de riego por aspersores, la cantidad de agua que se utiliza para el riego tiene un mejor control y esto evita las pérdidas y desperdicios del recurso, mejorando así la eficiencia en la producción del cultivo.

RECOMENDACIONES

Las recomendaciones para el uso y operación del riego por aspersión en la zona de estudio son las siguientes:

1. Se recomienda capacitar a las personas de la comunidad, en el manejo de este sistema de riego, en especial en los turnos de riego distribución y planificación por cada usuario, días y horas de riego. Sin este patrón de distribución las condiciones de operación se desvirtuarán considerablemente afectando así a la uniformidad de riego en todo el sector.
2. De acuerdo a los valores obtenidos respecto a la presión en el hidrante puede provocar una variación de presión y operación de hidrantes no adecuadas por lo que se recomienda colocar reguladores de presión para así obtener un tiempo de riego uniforme en cada lateral de riego.
3. Para la uniformidad de riego se recomienda colocar de ser necesario cortinas rompe vientos. Estas cortinas ayudaran no solo a mejorar la uniformidad sino también el aprovechamiento de las horas en las que el viento es desfavorable para el riego por aspersión.
4. Son necesarias evaluaciones constantes y periódicas para este sistema de riego, respecto a su funcionamiento y uniformidad siendo la única forma de obtener buenos resultados en el rendimiento de la producción del cultivo sembrada en la zona de estudio.

BIBLIOGRAFIA

Arturo Rocha Felices. Hidráulica de tuberías y canales, Facultad de Ingeniería Civil – UNI 2007 – Perú.

Benjamín de León Mojarro, Braulio David Robles Rubio, Instituto mexicano de tecnología del agua 2007, Manual para diseño de obras de riego pequeñas

Castañón Guillermo, Ingeniería del riego. Utilización racional del agua, 2000, Ed. Paraninfo, España.

Doorembos, J, Pruitt, W. O., 1976, Las necesidades de agua de los cultivos, Estudio FAO de riego y drenaje N° 24.

Pizarro Cabello Fernando. Riegos localizados de alta frecuencia. Ediciones Mundi-Prensa. 1990, 2da. Edición. Madrid. España.

Saldarriaga Juan, Hidráulica de tuberías, 2007, Alfaomega Bogotá DC.

Tarjuelo, J.M. El riego por aspersión y su tecnología. 1995, Madrid. España.

Resumen ejecutivo del proyecto “Mejoramiento del servicio de agua del sistema de riego tecnificado Pumahuanca, en la localidad de la cuenca del rio Pumahuanca, Distrito de Urubamba – Provincia de Urubamba – Cusco” – 20017.

ANEXOS

Anexo 01 – Programa escrito en Matlab para el cálculo de la tubería principal en la zona de estudio

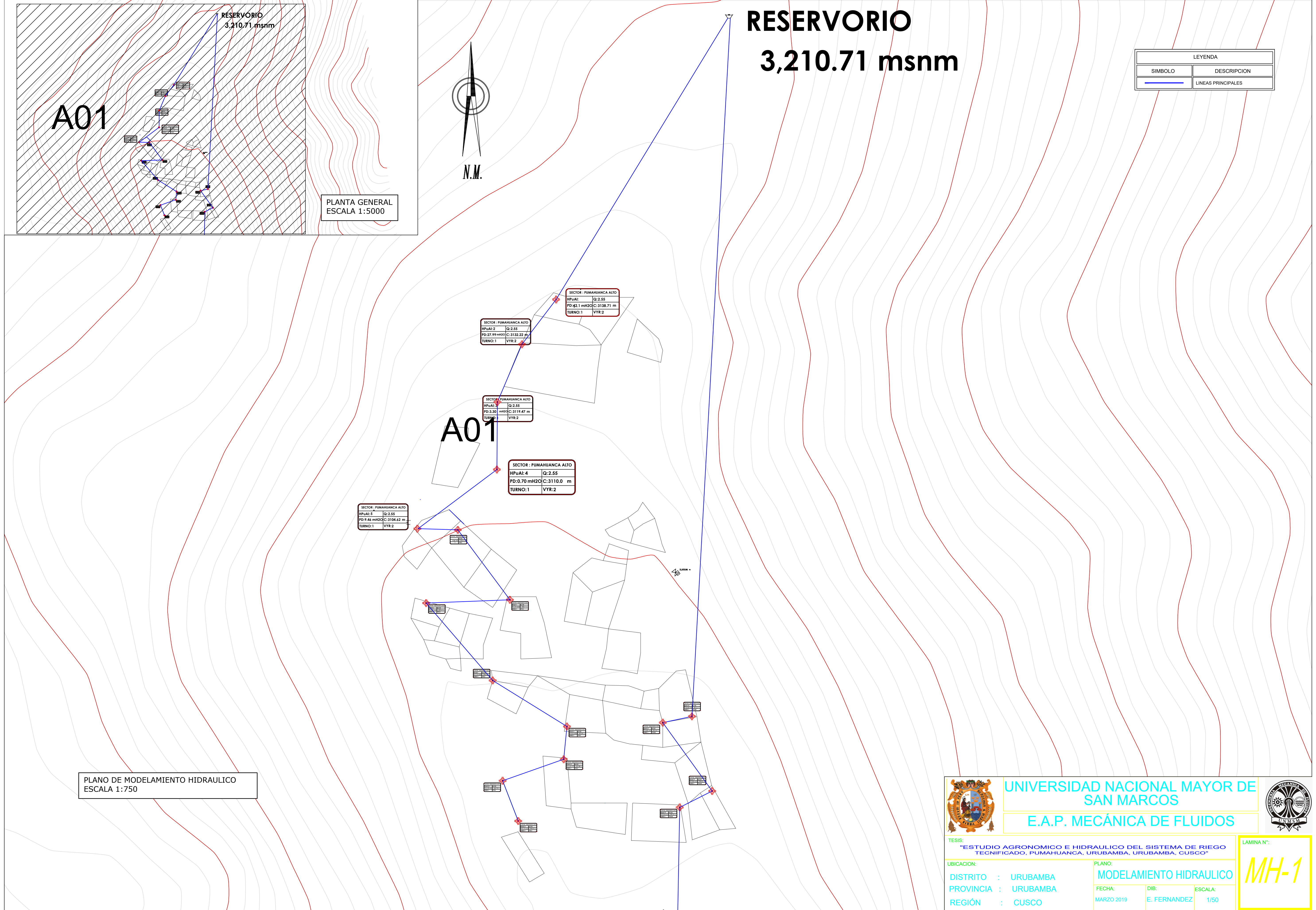
```
%%%Programa para determinar la tuberia principal%%%
%%%Autor: Angel Fernandez
%Tramo BC
clear all
clc
Cota_sup=3069.32;
Cota_inf=3064.62;
Po_h=24.44; %Presion requerida en el hidrante
qa=2.55; %caudal del aspersor
n=123; %numero de aspersores que contendran la red principal
Q=n*qa; %Caudal en la tuberia principal
Desnivel=Cota_sup-Cota_inf; %Desnivel en el tramo
Hl_t=abs(Desnivel-Po_h); %Perdida de carga en el tramo
LTt=64.51; %Longitud en el tramo a calcular
Su=Hl_t/LTt; %Perdida de carga unitaria en el tramo
Su1=Su*1000; %m/km
%Calculo del diametro de la tuberia principal en el tramo
%Formula de Hazen-williams
% $Q=0.2786 C D^{2.63} S^{0.54}$ 
C=140; %Rugosidad del material PVC
Coef=0.2786;
S=Su;
%Despejando D
 $D=((Q/3600)/(Coef*C*S^{0.54}))^{1/2.63};$ 
```

```

Dpulg=round(D/0.0254); %Diametro en pulgadas
Dreal=Dpulg*0.0254; %Diametro real en metros
%Ajuste de la presion
%Usando el diametro real de la formula de hazen despejamos S
Sreal=(((Q/3600)/(Coef*C*Dreal^(2.63))))^(1/0.54); % m/m
Hl_real=Sreal*LTt; %Perdida de carga real en el tramo
Po_real=abs(Desnivel-Hl_real); %Presion real en el hidrante
V=(Q/3600)/(pi*Dreal^2/4); %Velocidad media del agua en la tuberia
visco=1.520*10^(-6); %viscosidad cinematica del agua a 10°C
Re=(V*Dreal)/visco;
%Resultados
fprintf('Desnivel en el tramo-m %8.2f\n',Desnivel)
fprintf('Perdida de carga en el tramo-m %8.2f\n',Hl_t)
fprintf('Perdida de carga unitaria en el tramo %8.4f\n',Su)
fprintf('Diametro de la tuberia en pulgadas %8.1f\n',Dpulg)
fprintf('Diametro de la tuberia real en metros %8.2f\n',Dreal)
fprintf('Perdida de carga unitaria real %8.4f\n',Sreal)
fprintf('Presion real en el hidrante - m %8.2f\n',Po_real)
fprintf('Velocidad media del agua en la tuberia - m/s %8.2f\n',V)
fprintf('Numero de Reynolds en el tramo de la tuberia %8.0f\n',Re)

```

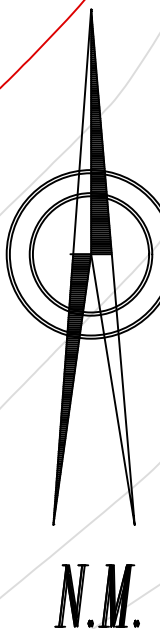

Anexo 02 Relación de planos



A01

RESERVORIO
3,210.71 msnm

PLANTA GENERAL
ESCALA 1:5000



RESERVORIO
3,210.71 msnm

LEYENDA	
SIMBOLO	DESCRIPCION
	LINEAS PRINCIPALES

A01

SECTOR : PUMAHUANCA ALTO
HPuAl: 2 Q: 2.55
PD: 27.99 mH2O C: 3138.22 m
TURNO: 1 VYR: 2

SECTOR : PUMAHUANCA ALTO
HPuAl: 3 Q: 2.55
PD: 42.1 mH2O C: 3138.71 m
TURNO: 1 VYR: 2

SECTOR : PUMAHUANCA ALTO
HPuAl: 3 Q: 2.55
PD: 3.30 mH2O C: 3119.47 m
TURNO: 1 VYR: 2

SECTOR : PUMAHUANCA ALTO
HPuAl: 4 Q: 2.55
PD: 0.70 mH2O C: 3110.0 m
TURNO: 1 VYR: 2

SECTOR : PUMAHUANCA ALTO
HPuAl: 5 Q: 2.55
PD: 9.44 mH2O C: 3104.62 m
TURNO: 1 VYR: 2

PLANO DE MODELAMIENTO HIDRAULICO
ESCALA 1:750

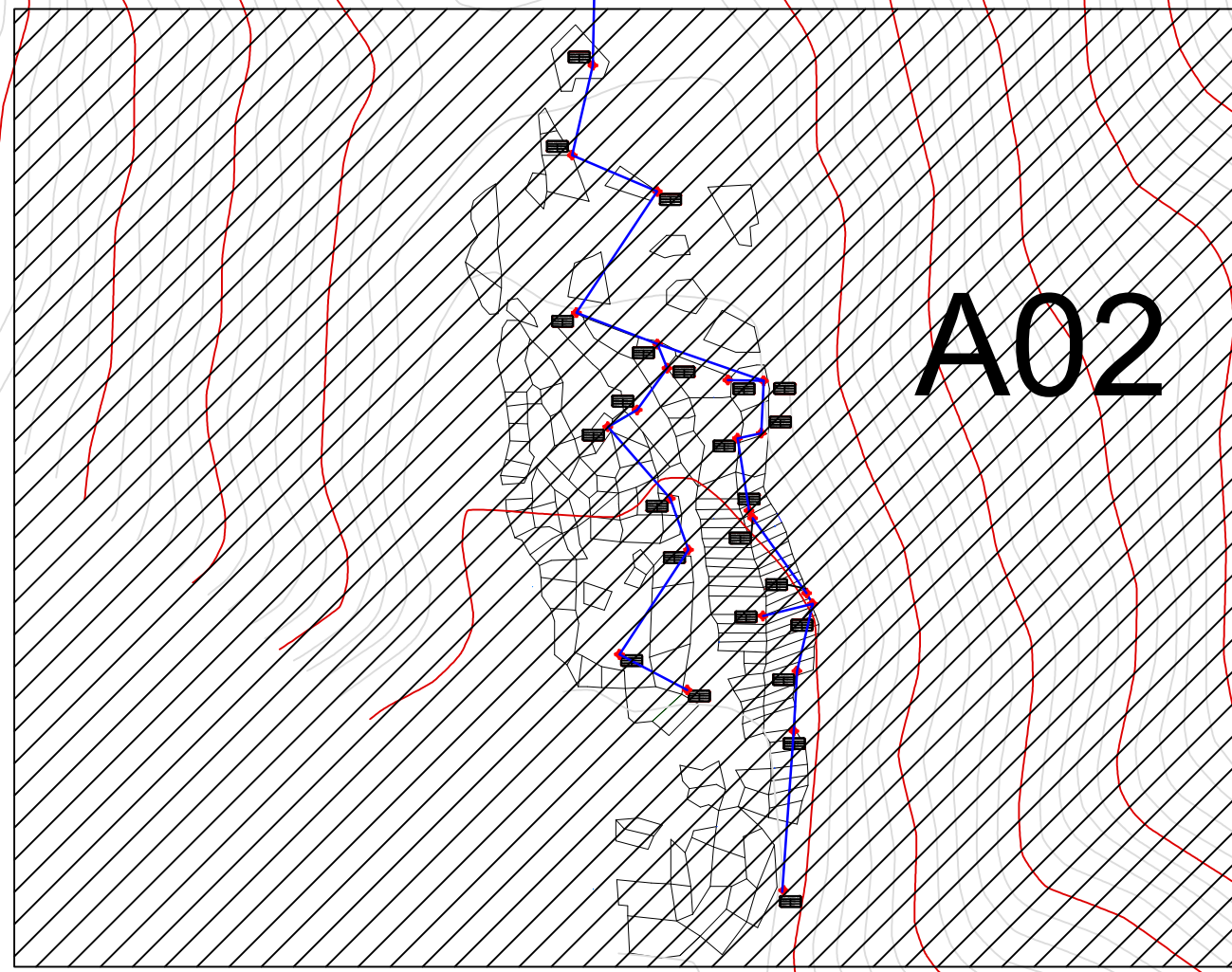


UNIVERSIDAD NACIONAL MAYOR DE
SAN MARCOS
E.A.P. MECÁNICA DE FLUIDOS

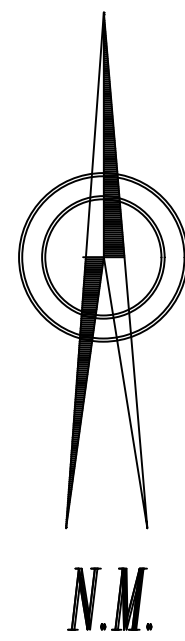


UBICACION:			PLANO:		
DISTRITO : URUBAMBA			MODELAMIENTO HIDRAULICO		
PROVINCIA : URUBAMBA			FECHA:		
REGION : CUSCO			MARZO 2019		
			DIB:		
			E. FERNANDEZ		
			ESCALA:		
			1/50		

LAMINA N°:
MH-1



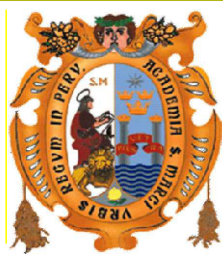
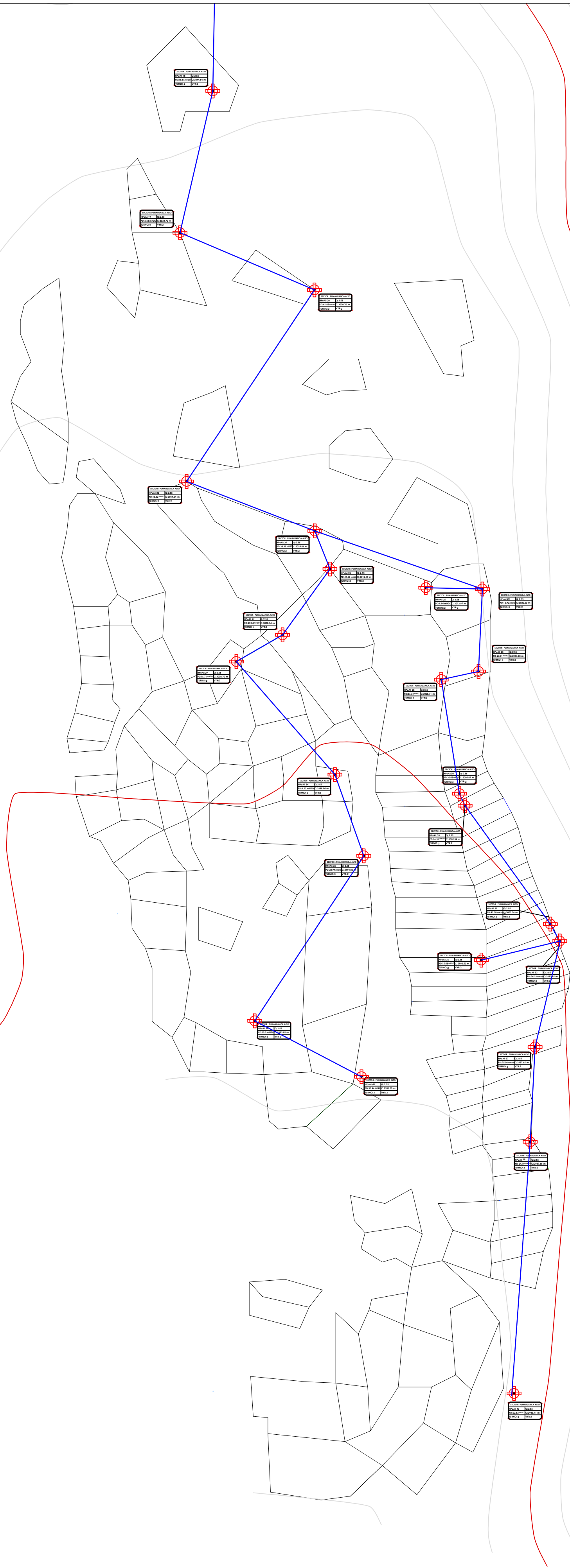
PLANTA GENERAL
ESCALA 1:5000



A02

PLANO DE MODELAMIENTO HIDRAULICO
ESCALA 1:750

LEYENDA	
SIMBOLO	DESCRIPCION
	LÍNEAS PRINCIPALES



UNIVERSIDAD NACIONAL MAYOR DE
SAN MARCOS
E.A.P. MECÁNICA DE FLUIDOS



TESIS: "ESTUDIO AGRONÓMICO E HIDRÁULICO DEL SISTEMA DE RIEGO TECNIFICADO, PUMAHUANCA, URUBAMBA, URUBAMBA, CUSCO"			
UBICACION:			
DISTRITO	:	URUBAMBA	
PROVINCIA	:	URUBAMBA	
REGIÓN	:	CUSCO	
PLANO:		MODELAMIENTO HIDRÁULICO	
FECHA:	DIB:	ESCALA:	
MARZO 2019	E. FERNANDEZ	1/50	

LAMINA N°:
MH-2